



COMUNE DI SALARA

Provincia di Rovigo

PALESTRA COMUNALE

Ristrutturazione, completamento e messa in sicurezza degli ambienti

- PROGETTO ESECUTIVO -

COMMITTENTE

COMUNE DI SALARA

Via Roma
45030 Salara (RO)

IL SINDACO: **Dott. Andrea Prandini**

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO: **Geom. Mauro Arrivabeni**

SPAZIO RISERVATO
ALL'UFFICIO TECNICO

IL PROGETTISTA E DIRETTORE DEI LAVORI

Ing. Fabio Paoletti

Via Degli Olmi n. 213
45030 Salara (RO)
Tel. 349 4727382
Email: fabio@studiopaoletti.it
www.studiopaoletti.it

PRECEDENTI:

OGGETTO TAVOLA

RELAZIONE STUTTURALE

ELABORATO N° **C**

DATA	REV.	EMISSIONE	DISEGNATORE
Maggio 2017	01	CONSEGNA ESECUTIVO	F.P. - M.K.

Comune di SALARA (RO)

Via Roma n. 33

Proprietà:

COMUNE DI SALARA

TIPO DI INTERVENTO: DEPOSITO SISMICO (art. 13 L.R. 19/2008)
MIGLIORAMENTO SISMICO

RIMOZIONE DELLE CARENZE E MIGLIORAMENTO SISMICO IN UN EDIFICIO IN MURATURA PORTANTE AD USO PALESTRA IN PLESSO SCOLASTICO

Data di emissione:

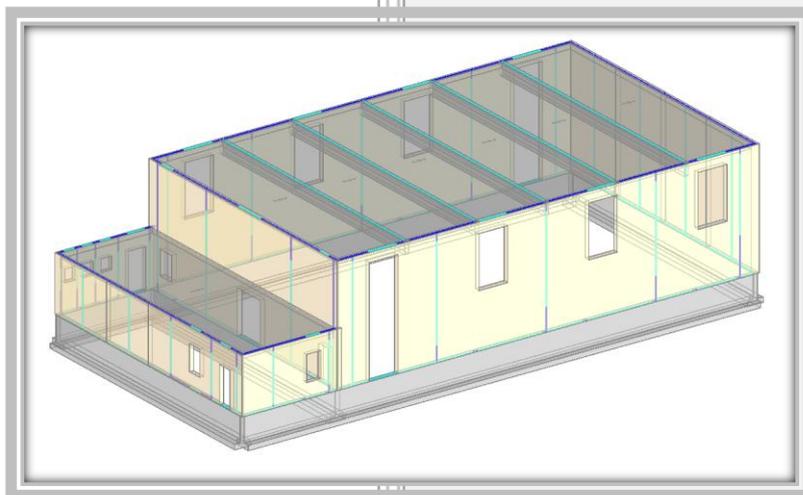
26/04/2017

Revisione:

n. del

n. del

n. del



CONTENUTI DELLA RELAZIONE STRUTTURALE:

- § 1 - RELAZIONE DI CALCOLO
- § 2 - RELAZIONE SUI MATERIALI
- § 3 - ELABORATI GRAFICI DEL PROGETTO
- § 4 - PIANO DI MANUTENZIONE
- § 5 - RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA
- § 6 - ELABORATI GRAFICI DEL RILIEVO GEOMETRICO-STRUTTURALE
- § 7 - VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA
- § 8 - DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA

PROGETTISTA STRUTTURALE:

ING. GIUSEPPE PASTORE

FIRMA DIGITALE

Firmato
digitalmente da
PASTORE GIUSEPPE
Data: 2017.04.27
'12:54:36 +02'00



Dott. Ing. Giuseppe Pastore

Via Aeroporto 120 - Ferrara

Cell 347-1217625

Mail giuseppepastore.ing@gmail.com

PEC pastore.giuseppe@ingpec.eu

PROG. e D.L. ARCHITETTONICA e STRUTTURALE
PROG. TRADIZIONALE e CON METODO BIM
RISTRUTTURAZIONI - NUOVE COSTRUZIONI -
ANTISISMICA



INDICE

1.	RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE	5
1.1	PREMESSA.....	5
1.2	ES ANALISI STORICO-CRITICA ED ESITO DEL RILIEVO GEOMETRICO-STRUTTURALE.....	5
1.3	DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA E CRITERI GENERALI	15
1.3.1	DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA	15
1.3.2	CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE	15
1.3.3	CRITERI GENERALI DI ANALISI	20
1.3.4	CRITERI GENERALI DI VERIFICA.....	23
1.4	QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO ADOTTATO.....	23
1.4.1	NORME DI RIFERIMENTO COGENTI.....	23
1.5	LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA	25
1.6	AZIONI DI PROGETTO SULLA COSTRUZIONE	26
1.7	MODELLI NUMERICI.....	27
1.7.1	METODOLOGIA DI MODELLAZIONE ED ANALISI.....	27
1.7.2	INFORMAZIONI SUL CODICE DI CALCOLO	27
1.7.3	MODELLAZIONE DELLA GEOMETRIA E DELLE PROPRIETÀ MECCANICHE	27
1.7.3.1	DESCRIZIONE NODI.....	28
1.7.3.2	DESCRIZIONE ELEMENTI RESISTENTI	32
1.7.3.3	DESCRIZIONE SOLAI.....	44
1.7.4	MODELLAZIONE DEI VINCOLI INTERNI ED ESTERNI.....	44
1.7.4.1	DESCRIZIONE DEGLI IMPALCATI.....	45
1.7.5	MODELLAZIONE DELLE AZIONI	46
1.7.5.1	CARICHI	46
1.7.6	COMBINAZIONE DI CARICO E RISULTANTE DEI CARICHI APPLICATI.....	53
1.8	PRINCIPALI RISULTATI.....	57
1.8.1	RISULTATI DELL'ANALISI SISMICA.....	57
1.8.1	DEFORMATE E SOLLECITAZIONI PER CONDIZIONI DI CARICO.....	67
1.8.1.1	DEFORMATE	67
1.8.1.2	SOLLECITAZIONI.....	68
1.8.1.3	RISULTATI DELL'ANALISI SISMICA NON LINEARE (PUSHOVER)	72
1.8.2	INVILUPPO DELLE SOLLECITAZIONI MAGGIORMENTE SIGNIFICATIVE	73
1.8.2.1	DESCRIZIONE SET INVILUPPI DI VERIFICA – STATICA.....	73
1.8.3	REAZIONI VINCOLARI.....	75
1.8.4	ALTRI RISULTATI SIGNIFICATIVI.....	75
1.8.4.1	CONDIZIONI DI REGOLARITA'	75
1.8.4.2	DIAGRAMMI PUSHOVER 3D.....	76
1.9	GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI.....	77
1.9.1	ACCELERAZIONE SISMICA.....	77
1.9.2	TAGLIO SISMICO.....	78
1.10	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI	80
1.10.1	VERIFICA NON SISMICA – STATICA.....	80
1.10.2	VERIFICHE STATICHE – GEO	93
1.10.3	RIASSUNTO VERIFICHE STATICHE	96
1.10.4	VERIFICA SISMICA STATICA NON LINEARE – PUSHOVER – SANATORIA CON OPERE.....	97
1.10.5	RIASSUNTO PUSHOVER	115
1.10.6	ANALISI CINEMATICA.....	117
1.10.7	RIMOZIONE CARENZE: NODO CAPRIATA/CORDOLO IN C.A.....	118
1.11	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO.....	122
1.11.1	VERIFICA NON SISMICA – STATICA.....	122
1.11.2	VERIFICA SISMICA STATICA NON LINEARE (PUSHOVER)	123
2.	RELAZIONE SUI MATERIALI	131
2.1	ELENCO DEI MATERIALI IMPIEGATI E LORO MODALITÀ DI POSA IN OPERA.....	131

2.1.1	ELENCO DEI MATERIALI IMPIEGATI	131
2.1.2	MODALITA' DI POSA IN OPERA.....	131
2.1.2.1	CONGLOMERATO CEMENTIZIO ARMATO.....	131
2.1.2.2	ACCIAIO DA CARPENTERIA PER CONGLOMERATO CEMENTIZIO	132
2.1.2.3	ELEMENTI IN LATERIZIO.....	134
2.2	VALORI DI CALCOLO	136
3.	ELABORATI GRAFICI ESECUTIVI E PARTICOLARI COSTRUTTIVI	140
3.1	ELABORATI GRAFICI GENERALI.....	140
3.2	PARTICOLARI COSTRUTTIVI.....	140
4.	PIANO DI MANUTENZIONE DELLA PARTE STRUTTURALE DELL'OPERA	141
4.1	PREMESSA.....	141
4.2	PIANO DI MANUTENZIONE DELLE STRUTTURE.....	143
4.2.1	UNITA' STRUTTURALI.....	143
4.3	MANUALE GENERALE D'USO	144
4.4	MANUALE GENERALE DI MANUTENZIONE	145
4.5	CONTROLLO GENERALE SULLE COSTRUZIONI	148
4.6	CONTROLLO SPECIFICO DELLE STRUTTURE IN C.A.	149
4.6.1	STRUTTURE DI FONDAZIONE.....	149
4.6.2	STRUTTURE IN ELEVAZIONE E ORIZZONTALI.....	149
4.7	CONTROLLO SPECIFICO DELLE STRUTTURE IN ACCIAIO	149
4.8	CONTROLLO SULLE STRUTTURE IN MURATURA.....	151
5.	RELAZIONI SPECIALISTICHE SUI RISULTATI SPERIMENTALI.....	152
5.1	RELAZIONE GEOLOGICA SULLE INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO	152
5.2	RELAZIONE GEOTECNICA SULLE INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE DEL VOLUME SIGNIFICATIVO DI TERRENO.....	152
5.3	ANALISI DEL RICHIO DI LIQUEFAZIONE.....	159
6.	ELABORATI GRAFICI DEL RILIEVO GEOMETRICO STRUTTURALE.....	161
6.1	ES - RILIEVO GEOMETRICO STRUTTURALE	161
7.	VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA.....	161
7.1	STATO ATTUALE	161
7.1.1	DATI.....	161
7.1.2	PUSHOVER.....	184
7.2	ANALISI CINEMATICA	207
7.3	RIASSUNTO STATO ATTUALE.....	208
7.4	MIGLIORAMENTO STATICO	209
7.5	MIGLIORAMENTO SISMICO GLOBALE.....	210
7.6	INDICATORI DI RISCHIO SISMICO.....	211
8.	DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA.....	215
8.1	ES - DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA.....	215
8.2	ES - QUADRO FESSURATIVO E DI DEGRADO	216

1. RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

1.1 PREMESSA

La struttura sorge nel Comune di SALARA (RO), in via Roma n. 33, in zona classificata di terza categoria, con pericolosità sismica bassa, che può essere soggetta a scuotimenti modesti.

La seguente relazione di calcolo è inerente una RIMOZIONE DELLE CARENZE E MIGLIORAMENTO SISMICO DELLA SOPRAELEVAZIONE.

Nello specifico l'intervento consiste in:

- Rimozione delle carenze mediante realizzazione di connessione meccanica fra travi prefabbricate a doppia pendenza di copertura per impedire fenomeni di perdita dell'appoggio ad oggi garantita dal solo attrito;
- Miglioramento sismico della sopraelevazione mediante chiusura con ammassamento di alcune delle numerose finestrate presenti che creano un piano debole costituiti da pilastri in muratura di sezione modesta e snellezza elevata.

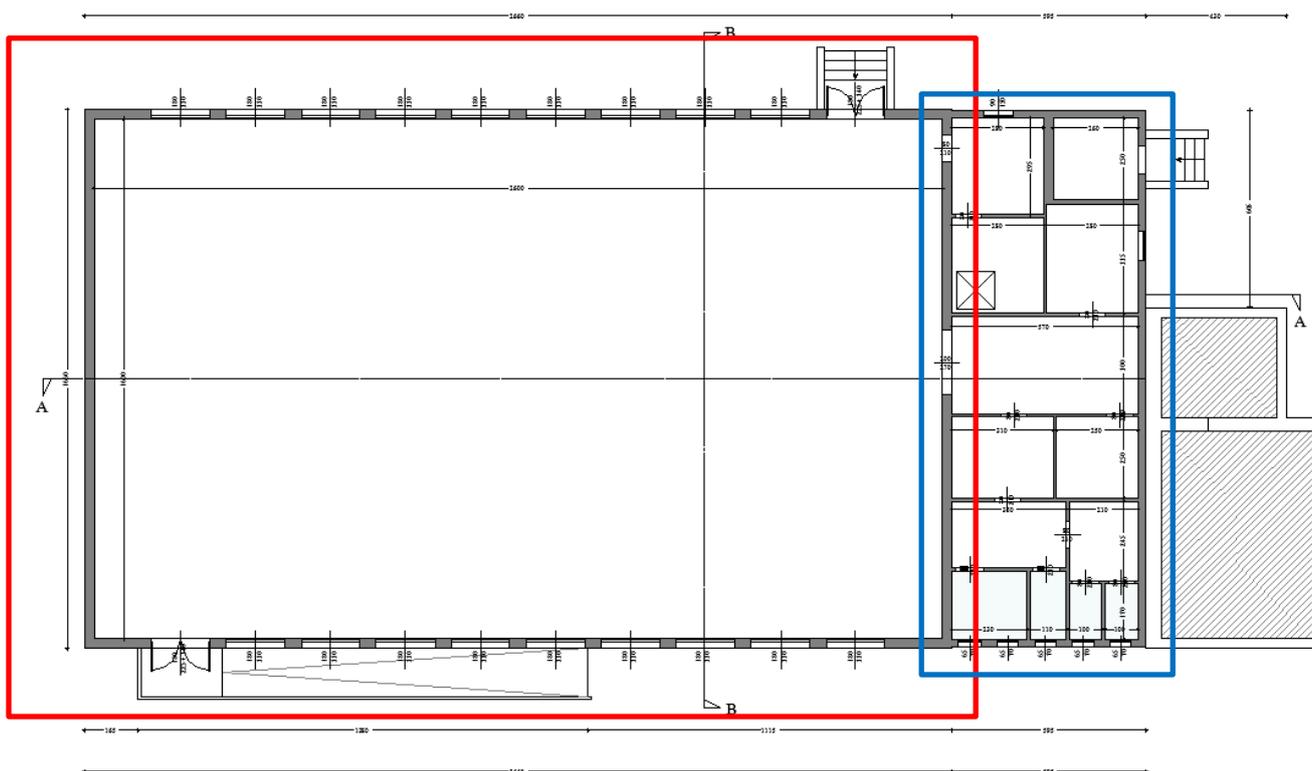
Il fabbricato è stato oggetto di verifica sismica in quanto edifici strategici ai fini della protezione civile o rilevanti in caso di collasso a seguito di evento sismico (Ord.3274/2003 – Art. 2, commi 3 e 4, DM 14/01/2008) realizzatadall'Ing. Roberto Zaghini iscritto all'Ordine degli Ingegneri di Bologna al n. 4912/A.

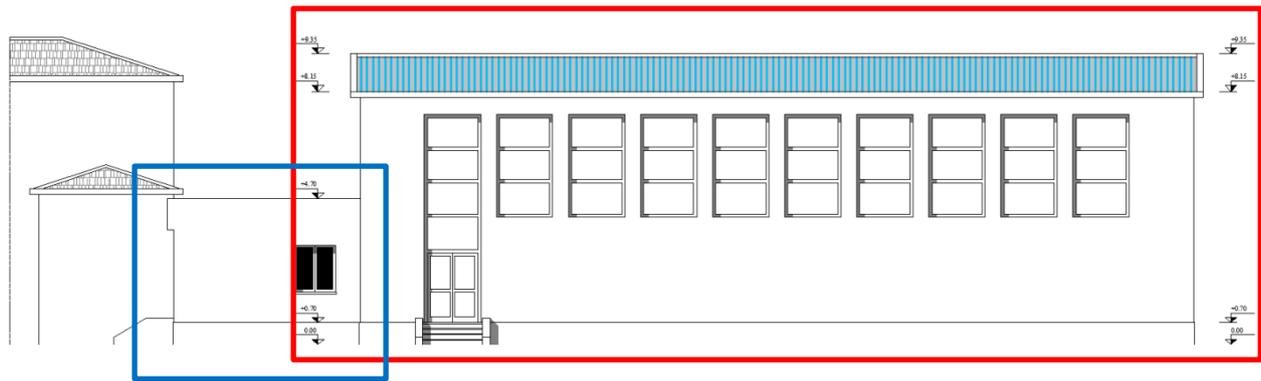
1.2 ES ANALISI STORICO-CRITICA ED ESITO DEL RILIEVO GEOMETRICO-STRUTTURALE

Il fabbricato è stato realizzato negli anni 70 ed è adibito ad uso plasetra all'interno di un plesso scolastico.

L'edificio è stato oggetto di analisi del rischio sismico, con apposita scheda Aedes redatta dall'Ing. Zaghini, che viene usata dal sottoscritto come riferimento per la rimozione delle carenze e il miglioramento sismico.

Il fabbricato è costituito da due corpi di fabbrica adiacenti, il principale (A – in rosso) ad uso palestra ed il secondario (B - in blu) ad uso spogliatoi.





ZONA A

La porzione ha una forma rettangolare in pianta con dimensioni esterne di circa 26.6 x 16.6 metri per una superficie totale lorda pari a circa 440 mq ed un'altezza in gronda di circa 8 metri rispetto al piano campagna.

La struttura portante è monopiano in mattoni semipieni con % di foratura < del 45% e malta di calce/cementizia.

Le fondazioni sono state indagate e sono costituite da un cordolo di fondazione a trave T rovescia in CA lungo tutto il perimetro della porzione avente collo di sezione 30x150 cm e ciabatta inferiore di 30x100 cm circa.

La porzione mostra una muratura quasi in assenza di forometria fino ad una latezza di 3 metri, mentre al di sopra di questa soglia sono presenti numerose aperture che creano una zona critica sotto azione sismica dovuta alla presenza dei tanti pilastrini in muratura di sezione 50x330 cm, pertanto con sezione molto ridotta e snellezza molto elevata.

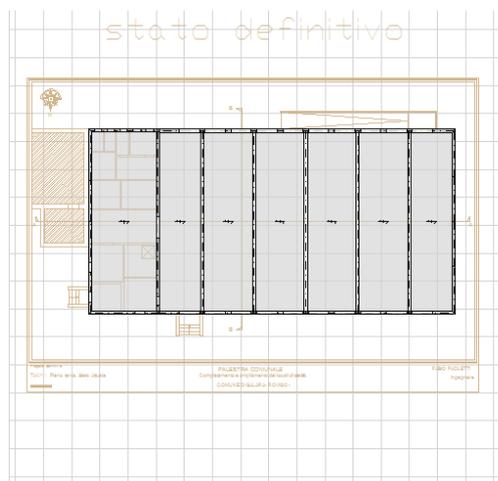
Al di sopra dei paramenti murari è presente un cordolo in c.a. di altezza pari a 40 cm che funge da appoggio per l'impalcato di copertura costituito da n. 5 travi prefabbricate a doppia pendenza semplicemente appoggiate sul cordolo.

Sulle travi scarica il solaio di copertura costituito da pannelli o da un solaio in laterocemento.

ZONA B

La struttura presente le medesime caratteristiche generali, ma con un'altezza totale di circa 3 metri.

Il solaio di copertura è in laterocemento ordito nella direzione corta.



Nel complesso la struttura non può definirsi regolare né in pianta né in altezza, con forti variazioni di rigidità dovuti alla differenti altezze dei maschi resistenti e alla presenza delle numerose forometrie in elevazione.

Di seguito si riportano alcuni estratti significativi della valutazione del rischio fatta dall'Ing. Zaghini.

SCHEDA DI SINTESI DELLA VERIFICA SISMICA DI EDIFICI STRATEGICI AI FINI DELLA PROTEZIONE CIVILE O RILEVANTI IN CASO DI COLLASSO A SEGUITO DI EVENTO SISMICO
(Ordinanza n. 3274/2003 – Articolo 2, commi 3 e 4, D.M.14/1/2008)

1) Identificazione dell'edificio		Spazio riservato DPC					
Regione VENETO	Codice Istat 015	Codice DPCM	N° progressivo intervento				
Provincia ROVIGO	Codice Istat 0291	Scheda n°	Data				
Comune SALARA	Codice Istat 042	Complesso edilizio composto da 4 edifici					
Frazione/Località SALARIA	Codice identificativo 1010						
Indirizzo VIA ROMANA	Dati Catastali Foglio Allegato						
Particelle		Posizione edificio <input checked="" type="radio"/> Isolato <input type="radio"/> Interno <input type="radio"/> D'estremità <input type="radio"/> D'angolo					
Coordinate geografiche (ED50 – UTM fuso 32-33)		Fuso					
E		1637816174					
N		14983185125	32				
Denominazione edificio PALLESTRA SCUOLA ELEMENTARE							
Proprietario COMUNE DI SALARIA							
Utilizzatore SEDE SCOLASTICA							
2) Dati dimensionali e età costruzione/ristrutturazione							
N° Piani totali con interrati	Altezza media di piano [m]	Superficie media di piano [m²]	D Anno di progettazione 1972				
A 1	B 6.0	C 54.0	E Anno di ultimazione della costruzione 1974				
F <input type="radio"/> Nessun intervento eseguito sulla struttura dopo la costruzione							
G Anno di progettazione ultimo intervento eseguito sulla struttura 2010 G1 <input type="radio"/> Adeg. G2 <input type="radio"/> Miglior. G3 <input checked="" type="radio"/> Altro							
3) Materiale strutturale principale della struttura verticale							
Cemento armato	Acciaio	Acciaio-calcestruzzo	Muratura	Legno	Misto (Muratura e c.a.)	Prefabbricati in c.a. o c.a.p.	Altro (specificare)
A <input type="radio"/>	B <input type="radio"/>	C <input type="radio"/>	D <input checked="" type="radio"/>	E <input type="radio"/>	F <input type="radio"/>	G <input type="radio"/>	H
4) Dati di esposizione							
Numero di persone mediamente presenti durante la fruizione ordinaria dell'edificio 20							
5) Dati geomorfologici							
Morfologia del sito				Fenomeni franosi			
A <input type="radio"/> Cresta/Dirupo	B <input type="radio"/> Pendio Forte	C <input type="radio"/> Pendio leggero	D <input checked="" type="radio"/> Pianura	E <input checked="" type="radio"/> Assenti	F <input type="radio"/> Presenti		

6) Destinazione d'uso		
A	Originaria	Codice d'uso <u>S10B1</u>
B	Attuale	Codice d'uso <u>S10B1</u>

7) Descrizione degli eventuali interventi strutturali eseguiti		
A	Sopraelevazione	<input type="checkbox"/>
B	Ampliamento	<input type="checkbox"/>
C	Variazione di destinazione che ha comportato un incremento dei carichi originari al singolo piano superiore al 20%	<input type="checkbox"/>
D	Interventi strutturali volti a trasformare l'edificio mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un organismo edilizio diverso dal precedente.	<input type="checkbox"/>
E	Interventi strutturali rivolti ad eseguire opere e modifiche, rinnovare e sostituire parti strutturali dell'edificio, allorché detti interventi implicino sostanziali alterazioni del comportamento globale dell'edificio stesso.	<input type="checkbox"/>
F	Interventi di miglioramento sismico.	<input type="checkbox"/>
G	Interventi di sola riparazione dei danni strutturali.	<input type="checkbox"/>

8) Eventi significativi subiti dalla struttura			9) Perimetrazione ai sensi del D.L. 180/1998		
Tipo evento	Data	Tipologia intervento	SI <input type="radio"/> - NO <input type="radio"/>		
			NB: in caso affermativo compilare la matrice sottostante		
1) Codice evento	____/____/____	____	Area R4	Area R3	
2) Codice evento	____/____/____	____	1) Frana	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
3) Codice evento	____/____/____	____	2) Alluvione	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

10) Tipologia ed organizzazione del sistema resistente (cemento armato)		11) Tipologia ed organizzazione del sistema resistente (acciaio)	
1) Struttura a telai in c.a. in due direzioni	<input type="radio"/>	1) Struttura intelaiata	<input type="radio"/>
2) Struttura a telai in c.a. in una sola direzione	<input type="radio"/>	2) Struttura con controventi reticolari concentrici	<input type="radio"/>
3) Struttura a pareti in c.a. in due direzioni	<input type="radio"/>	3) Struttura con controventi eccentrici	<input type="radio"/>
4) Struttura a pareti in c.a. in una sola direzione	<input type="radio"/>	4) Struttura a mensola o a pendolo invertito	<input type="radio"/>
5) Struttura mista telaio-pareti	<input type="radio"/>	5) Struttura intelaiata controventata	<input type="radio"/>
6) Struttura a nucleo	<input type="radio"/>	6) Altro _____	<input type="radio"/>
7) Altro _____	<input type="radio"/>		

12) Tipologia ed organizzazione del sistema resistente (muratura)						
	Tipologia base	Eventuali caratteristiche migliorative				
		Malta buona	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Iniezioni di malta	Intonaco armato
	1	2	3	4	5	6
1) Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
2) Muratura a conci sbalzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
3) Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
4) Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
5) Muratura a blocchi lapidei quadrati	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
6) Muratura in mattoni pieni e malta di calce	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
7) Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
8) Muratura in blocchi laterizi forati (percentuale di foratura < 45%)	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
9) Muratura in blocchi laterizi forati, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
10) Muratura in blocchi di calcestruzzo (percentuale di foratura tra 45% e 65%)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
11) Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
12) Altro _____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

13) Diaframmi orizzontali (cemento armato, acciaio, muratura)		14) Copertura (cemento armato, acciaio, muratura)	
1) Volte senza catene	<input type="checkbox"/>	1) Copertura spingente pesante	<input type="radio"/>
2) Volte con catene	<input type="checkbox"/>	2) Copertura non spingente pesante	<input checked="" type="radio"/>
3) Diaframmi flessibili (travi in legno con semplice tavolato, travi e voltine,...)	<input type="checkbox"/>	3) Copertura spingente leggera	<input type="radio"/>
4) Diaframmi semirigidi (travi in legno con doppio tavolato, travi e tavelloni,...)	<input type="checkbox"/>	4) Copertura non spingente leggera	<input type="radio"/>
5) Diaframmi rigidi (solai di c.a., travi ben collegate a solette di c.a., lamiera grecata con soletta in c.a., ...)	<input checked="" type="checkbox"/>	5) Altro	<input type="radio"/>
6) Altro	<input type="checkbox"/>		

15) Distribuzione tamponature (cemento armato ed acciaio)		16) Fondazioni	
1) Distribuzione irregolare delle tamponature in pianta	<input type="checkbox"/>	1) Plinti isolati	<input type="checkbox"/>
2) Distribuzione irregolare delle tamponature in altezza sull'intero edificio	<input type="checkbox"/>	2) Plinti collegati	<input checked="" type="checkbox"/>
3) Distribuzione parziale delle tamponature in altezza sui pilastri (pilastri tozzi)	<input type="checkbox"/>	3) Travi rovesce	<input type="checkbox"/>
4) Tamponature senza misure a contrasto di collassi fragili ed espulsione in direzione perpendicolare al pannello	<input type="checkbox"/>	4) Platea	<input type="checkbox"/>
5) Altro	<input type="checkbox"/>	5) Fondazioni profonde	<input type="checkbox"/>
		6) Fondazioni a quote diverse	SI <input type="radio"/> - NO <input checked="" type="radio"/>

17) Periodo di riferimento (NTC, 3.2.4)			
A	VR = 75 anni	<input type="radio"/>	B VR = 100 anni <input type="radio"/>
C	VR = 150 anni	<input checked="" type="radio"/>	D VR = 200 anni <input type="radio"/>

18) Pericolosità sismica di base (NTC: 3.2.1, 3.2.3.2, Allegato A)				
Parametro relativo a suolo rigido e con superficie topografica orizzontale (di categoria A)	STATI LIMITE (P_{VR})			
	SLO (81%)	SLD (63%)	SLV (10%)	SLC (5%)
1) Valore dell'accelerazione orizzontale massima a_g (g)	0.1037	0.1045	0.1111	0.1141
2) Fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, F_0	2.159	2.155	2.158	2.158
3) Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_c (sec.)	0.1216	0.129	0.130	0.131
4) Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro T_0 (sec.)	1.175	1.178	1.104	1.117

19) Categoria di sottosuolo e condizioni topografiche			
1	Metodologia per l'attribuzione della categoria di sottosuolo	1) Sulla base di carte geologiche disponibili	<input type="checkbox"/>
		2) Sulla base di indagini esistenti	<input type="checkbox"/>
		3) Sulla base di prove in situ effettuate appositamente	<input checked="" type="checkbox"/>
2	Descrizione indagini effettuate o già disponibili	1) Sondaggi geognostici a distruzione o a carotaggio continuo	<input type="checkbox"/>
		2) Prova Standard Penetration Test (SPT) o Cone Penetration Test (CPT)	<input checked="" type="checkbox"/>
		3) Prospezione sismica in foro (Down-Hole o Cross-Hole)	<input type="checkbox"/>
		4) Prova sismica superficiale a rifrazione	<input type="checkbox"/>
		5) Analisi granulometrica	<input type="checkbox"/>
		6) Prove triassiali	<input type="checkbox"/>
		7) Prove di taglio diretto	<input type="checkbox"/>
		8) Altro	<input checked="" type="checkbox"/>
3	Eventuali anomalie	1) Presenza di cavità	SI <input type="radio"/> - NO <input checked="" type="radio"/>
		2) Presenza di terreni di fondazione di natura significativamente diversa	SI <input type="radio"/> - NO <input checked="" type="radio"/>

4	Velocità media onde di taglio V_{s30} 1183 m/s	5	Resistenza Penetrometrica media N_{SPR} [] colpi	6	Resistenza media alla punta q_c : [] kPa	7	Coesione non drenata media c_u [] kPa		
8	Suscettibilità alla liquefazione SI <input type="radio"/> - NO <input checked="" type="radio"/> NB: In caso affermativo compilare la parte destra	1) Profondità della falda da piano di campagna					Z_w [] [] []		
		2) Profondità della fondazione rispetto al piano di campagna					Z_b [] [] []		
		3) Presenza di terreni a grana grossa sotto la quota di falda entro i primi 15 m di profondità:					SI <input type="radio"/> - NO <input checked="" type="radio"/>		
		Spessore		densità	sciolte	media	dense		
		3.1) Sabbie fini	m [] []	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>		
3.2) Sabbie medie	m [] []	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>				
3.3) Sabbie grosse	m [] []	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>				
9	Categoria di suolo di fondazione (NTC, Tab. 3.2.II e 3.2.III) C [] []	10	Coefficiente di amplificazione stratigrafica (S_s) e periodo T_c (sec.)						
			STATI LIMITE (P_{VR})						
			SLO (81%)	SLD (63%)	SLV (10%)	SLC (5%)			
S_s			1.50	1.50	1.50	1.48			
$T_c = C_c T_c$			0.43	0.46	0.47	0.48			
11	Coefficiente di amplificazione topografica S_T (NTC, Tab. 3.2.IV) 1.00	12 Valori di S_s , T_c ed S_T dedotti da studi specifici di RSL <input type="radio"/>							

20) Regolarità dell'edificio

A	La configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di massa e rigidità?	SI <input type="radio"/> - NO <input checked="" type="radio"/>
B	Qual è il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui l'edificio risulta inscritto?	[] []
C	Qual è il massimo valore di rientri o sporgenze espresso in % della dimensione totale dell'edificio nella corrispondente direzione?	[] [] %
D	I solai possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti?	SI <input checked="" type="radio"/> - NO <input type="radio"/>
E	Qual è la minima estensione verticale di un elemento resistente dell'edificio (quali telai o pareti) espressa in % dell'altezza dell'edificio?	[] [] %
F	Quali sono le massime variazioni da un piano all'altro di massa e rigidità espresse in % della massa e della rigidità del piano contiguo con valori più elevati?	[] [] %
G	Quali sono i massimi restringimenti della sezione orizzontale dell'edificio, in % alla dimensione corrispondente al primo piano ed a quella corrispondente al piano immediatamente sottostante. Nel calcolo può essere escluso l'ultimo piano di edifici di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento.	[] [] % (p. 1) [] [] % (p. T)
H	Sono presenti elementi non strutturali particolarmente vulnerabili o in grado di influire negativamente sulla risposta della struttura (es. tamponamenti rigidi distribuiti in modo irregolare in pianta o in elevazione, camini o parapetti di grandi dimensioni in muratura, controsoffitti pesanti)?	SI <input checked="" type="radio"/> - NO <input type="radio"/>
I	Giudizio finale sulla regolarità dell'edificio, ottenuto in relazione alle risposte fornite dal punto A al punto H	SI <input type="radio"/> - NO <input checked="" type="radio"/>

21) Fattore di confidenza

A	Determinato secondo le tabelle dell'Appendice C.8.A alla Circolare	<input checked="" type="radio"/>	1.35
B	Determinato secondo la Direttiva PCM 12/10/07	<input type="radio"/>	[] [] []

22) Livello di conoscenza			
A	LC1: Conoscenza Limitata (FC = 1.35)	<input checked="" type="radio"/>	
B	LC2: Conoscenza Adeguata (FC=1.20)	<input type="radio"/>	
C	LC3: Conoscenza Accurata (FC= 1.00)	<input type="radio"/>	
D	Geometria (Carpenteria) (cemento armato, acciaio)	1) Disegni originali con rilievo visivo a campione	<input type="radio"/>
		2) Rilievo ex-novo completo	<input type="radio"/>
E	Dettagli strutturali (cemento armato, acciaio)	1) Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e limitate verifiche in-situ	<input type="radio"/>
		2) Disegni costruttivi incompleti con limitate verifiche in situ	<input type="radio"/>
		3) Estese verifiche in-situ	<input type="radio"/>
		4) Disegni costruttivi completi con limitate verifiche in situ	<input type="radio"/>
		5) Esaustive verifiche in-situ	<input type="radio"/>
F	Proprietà dei materiali (cemento armato, acciaio)	1) Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e limitate prove in-situ	<input type="radio"/>
		2) Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con limitate prove in-situ	<input type="radio"/>
		3) Estese prove in-situ	<input type="radio"/>
		4) Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con estese prove in situ	<input type="radio"/>
		5) Esaustive prove in-situ	<input type="radio"/>
G	Quantità di rilievi dei dettagli costruttivi (cemento armato)	1) Elemento primario trave	___%
		2) Elemento primario pilastro	___%
		3) Elemento primario parete	___%
		4) Elemento primario nodo	___%
		5) Elemento primario altro (specificare)	___%
H	Quantità prove svolte sui materiali (cemento armato)	1) Elemento primario trave	1 -Provini cls ___ 2 -Provini acciaio ___
		2) Elemento primario pilastro	1 -Provini cls ___ 2 -Provini acciaio ___
		3) Elemento primario parete	1 -Provini cls ___ 2 -Provini acciaio ___
		4) Elemento primario nodo	1 -Provini cls ___ 2 -Provini acciaio ___
		5) Elemento primario altro (specificare) 	1 -Provini cls ___ 2 -Provini acciaio ___
		6) Eventuali prove non distruttive svolte (elencare): a) b) c)	
I	Quantità di rilievi dei collegamenti (acciaio)	1) Elemento primario trave	___%
		2) Elemento primario pilastro	___%
		3) Elemento primario nodo	___%
		4) Elemento primario altro (specificare)	___%
L	Quantità prove svolte sui materiali (acciaio)	1) Elemento primario trave	1 -Provini acciaio ___ 2 -Provini bulloni/chiodi ___
		2) Elemento primario pilastro	1 -Provini acciaio ___ 2 -Provini bulloni/chiodi ___
		4) Elemento primario nodo	1 -Provini acciaio ___ 2 -Provini bulloni/chiodi ___
		5) Elemento primario altro (specificare) 	1 -Provini acciaio ___ 2 -Provini bulloni/chiodi ___
M	Geometria (Carpenteria) (muratura)	1) Disegni originali con rilievo visivo a campione per ciascun piano	<input checked="" type="checkbox"/>
		2) Rilievo strutturale	<input checked="" type="checkbox"/>
		3) Rilievo del quadro fessurativo	<input checked="" type="checkbox"/>

N	Dettagli strutturali (muratura)	1) Limitate verifiche in-situ	<input type="radio"/>
		2) Estese ed esaustive verifiche in-situ	<input checked="" type="radio"/>
		3) Buona qualità del collegamento tra pareti verticali ?	SI <input checked="" type="radio"/> - NO <input type="radio"/>
		4) Buona qualità del collegamento tra orizzontamenti e pareti ?	SI <input type="radio"/> - NO <input checked="" type="radio"/>
		5) Presenza di cordoli di piano o di altri dispositivi di collegamento ?	SI <input checked="" type="radio"/> - NO <input type="radio"/>
		6) Esistenza di architravi strutturalmente efficienti al di sopra delle aperture?	SI <input checked="" type="radio"/> - NO <input type="radio"/>
		7) Presenza di elementi strutturalmente efficienti atti ad eliminare le spinte eventualmente presenti ?	SI <input checked="" type="radio"/> - NO <input type="radio"/>
		8) Presenza di elementi, anche non strutturali, ad elevata vulnerabilità ?	SI <input checked="" type="radio"/> - NO <input type="radio"/>
O	Proprietà dei materiali (muratura)	1) Limitate indagini in-situ	<input checked="" type="radio"/>
		2) Estese indagini in-situ	<input type="radio"/>
		3) Esaustive indagini in-situ	<input type="radio"/>
P	Edificio semplice	1) Rispondenza alla definizione ex-OPCM n. 3274/2003 all. 2 par. 11.5.10	SI <input type="radio"/> - NO <input checked="" type="radio"/>

23) Resistenza dei materiali (valori medi utilizzati nell'analisi)

		1	2	3	4	5	6	7	8
		Cis fondazione	Cis elevazione	Acciaio in barre	Acciaio profilati	Bulloni chiodi	Muratura 1	Muratura 2	Altro
A	Resistenza a Compressione (N/mm ²)	<input type="text"/>	<input type="text" value="3.2"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>				
B	Resistenza a Trazione (N/mm ²)	<input type="text"/>	<input type="text" value="0.0"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>				
C	Resistenza a taglio (N/mm ²)	<input type="text"/>	<input type="text" value="0.1"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>				
D	Modulo di elasticità Normale (GPa)	<input type="text"/>	<input type="text" value="1.5"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>				
E	Modulo di elasticità Tangenziale (GPa)	<input type="text"/>	<input type="text" value="0.5"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>				

24) Metodo di analisi

A	Analisi statica lineare	<input type="radio"/>	E	Fattore di struttura $q = 2.10$
B	Analisi dinamica modale	<input type="radio"/>		
C	Analisi statica non lineare	<input checked="" type="radio"/>		
D	Analisi dinamica non lineare	<input type="radio"/>		

25) Modellazione della struttura

A	Due modelli piani separati, uno per ciascuna direzione principale, considerando l'eccentricità accidentale		<input type="radio"/>
B	Modello tridimensionale con combinazione dei valori massimi		<input checked="" type="radio"/>
C	Periodi fondamentali	Direzione X <input type="text" value="0.18"/> Direzione Y <input type="text" value="0.09"/>	
D	Masse partecipanti	Direzione X <input type="text" value="50"/> % Direzione Y <input type="text" value="86"/> %	

Rigidzza flessionale ed a taglio		1		2		3	
		Non fessurata	Fessurata	con una riduzione del		determinata dal legame costitutivo utilizzato	
E	Elementi trave	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	%	<input type="radio"/>
F	Elementi pilastro	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	%	<input type="radio"/>
G	Muratura	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	%	<input checked="" type="radio"/>
H	Altro elem. 1 (specificare) _____	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	%	<input type="radio"/>
I	Altro elem. 2 (specificare) _____	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	%	<input type="radio"/>

26) Risultati dell'analisi: Capacità in termini di accelerazione al suolo e periodo di ritorno per diversi SL										
		Tipo di rottura								9
		cemento armato, acciaio				Muratura				
		1	2	3	4	5	6	7	8	
		Primo collasso a taglio	Collasso di un nodo	Rotazione totale rispetto alla corsa o verifiche a flessione o presso/flessione	Capacità limite del terreno di fondazione	Capacità limite fondazioni	Deformazione ultima nel piano	Resistenza fuori piano di un pannello	Resistenza nel piano di un pannello	Deformazione di cerniera
A	PGA _{CLC}	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
B	PGA _{CLV}	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	0.1500	0.0140	0.027	0.040	<input type="checkbox"/>
C	PGA _{CLD}	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	0.027
D	PGA _{CLO}	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	0.027
E	T _{RCLC}	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
F	T _{RCLV}	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	2.475	1.17	1.16	1.17	<input type="checkbox"/>
G	T _{RCLD}	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	1.16
H	T _{RCLD}	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	1.16

27) Domanda: valori di riferimento delle accelerazioni e dei periodi di ritorno dell'azione sismica		
Stato limite	Accelerazione (g)	T _{RD} (anni)
A Stato limite di collasso (SLC)	PGA _{CLC} <input type="checkbox"/>	T _{RCLC} <input type="checkbox"/>
B Stato limite di salvaguardia (SLV)	PGA _{CLV} 0.166	T _{RCLV} 1.12
C Stato limite di danno (SLD)	PGA _{CLD} 0.068	T _{RCLD} 1.75
D Stato limite di operatività (SLO)	PGA _{CLD} 0.056	T _{RCLD} 1.45

28) Indicatori di rischio		
Stato limite	Rapporto fra le accelerazioni	Rapporto fra i periodi di ritorno elevato ad a
A di collasso (α_{CLC})	<input type="checkbox"/> = (PGA _{CLC} /PGA _{CLC})	<input type="checkbox"/> = (T _{RCLC} /T _{RCLC}) ^a
B per la vita (α_{CLV})	0.1663 = (PGA _{CLV} /PGA _{CLV})	0.137 = (T _{RCLV} /T _{RCLV}) ^a
C di inagibilità (α_{CLD})	0.396 = (PGA _{CLD} /PGA _{CLD})	0.345 = (T _{RCLD} /T _{RCLD}) ^a
D per l'operatività (α_{CLD})	0.4120 = (PGA _{CLD} /PGA _{CLD})	0.425 = (T _{RCLD} /T _{RCLD}) ^a

29) Previsione di massima di possibili interventi di miglioramento			
A Criticità che condizionano maggiormente la capacità	<input type="checkbox"/> fondazioni <input type="checkbox"/> travi <input type="checkbox"/> pilastri	<input type="checkbox"/> setti <input checked="" type="checkbox"/> murature <input type="checkbox"/> solai	<input type="checkbox"/> coperture <input type="checkbox"/> scale <input type="checkbox"/> altro
B Interventi migliorativi prevedibili	<input type="checkbox"/> interventi in fondazione <input checked="" type="checkbox"/> aumento resist./dutt. sezioni <input checked="" type="checkbox"/> nodi/collegamenti telai	<input checked="" type="checkbox"/> aumento resistenza muri <input type="checkbox"/> tiranti, cordoli, catene <input type="checkbox"/> solai o coperture	<input type="checkbox"/> eliminazione spinte <input type="checkbox"/> altro _____ <input type="checkbox"/> altro
C Stima dell'estensione degli interventi in relazione alla volumetria totale della struttura	Codice intervento 1 <input checked="" type="checkbox"/> 3.0 % percentuale volumetrica dell'edificio interessata Codice intervento 2 <input checked="" type="checkbox"/> 3.0 % percentuale volumetrica dell'edificio interessata Codice intervento 3 <input checked="" type="checkbox"/> 2.0 % percentuale volumetrica dell'edificio interessata		
D Stima dell'incremento di capacità conseguibile con gli interventi	<input type="checkbox"/> SLC <input checked="" type="checkbox"/> SLV <input type="checkbox"/> SLD	Codice intervento 1 <input checked="" type="checkbox"/> 2 Codice intervento 2 <input checked="" type="checkbox"/> 3 Codice intervento 3 <input checked="" type="checkbox"/> 4	PGA1 0.015 approssimazione ± 0.01g PGA2 0.05 approssimazione ± 0.01g PGA3 0.04 approssimazione ± 0.01g

30) Note

La palestra è costituita da una struttura monopiano alta 7 metri in muratura, con copertura realizzata con travi prefabbricate che poggiano su una trave-cordolo in c.c.a. di altezza 40 cm. La snellezza delle strutture verticali è importante e le pareti murarie fino a 3 metri sono quasi prive di aperture, per poi proseguire per circa 4 metri con pilastri murari di larghezza di soli 40 cm fino alla copertura. Esiste una porzione del fabbricato, corrispondente agli spogliatoi di altezza 3 metri. la porzione di edificio sopra tale quota (fra 3 e 7 metri) costituisce un piano debole (o soffice) molto sensibile al sisma e un forte elemento di vulnerabilità al sisma in direzione X. Un altro punto debole è costituito dal fissaggio delle travi prefabbricate della copertura sulla struttura realizzata in opera. E' necessario assicurare le travi prefabbricate alla trave cordolo sottostante ed evitare "sfilamenti" o fuoriuscite dalla sede di appoggio.

<p align="center">Beneficiario finanziamento</p> <p>Codice fiscale _____</p>	<p align="center">Firma</p> <p>_____</p>
<p align="center">Tecnico incarico della verifica sismica</p> <p>Nome <u>ROBERTO</u> _____</p> <p>Cognome <u>ZAGHILINI</u> _____</p>	<p align="center">Firma</p> <p><i>Roberto Zaghili</i></p>



Dipartimento della Protezione Civile - Ufficio Valutazione, prevenzione e mitigazione del rischio sismico e attività ed opere post-emergenza

N° 4912/A

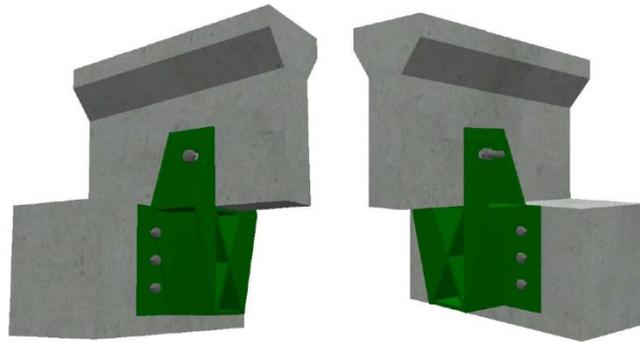
1.3 DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA E CRITERI GENERALI

1.3.1 DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

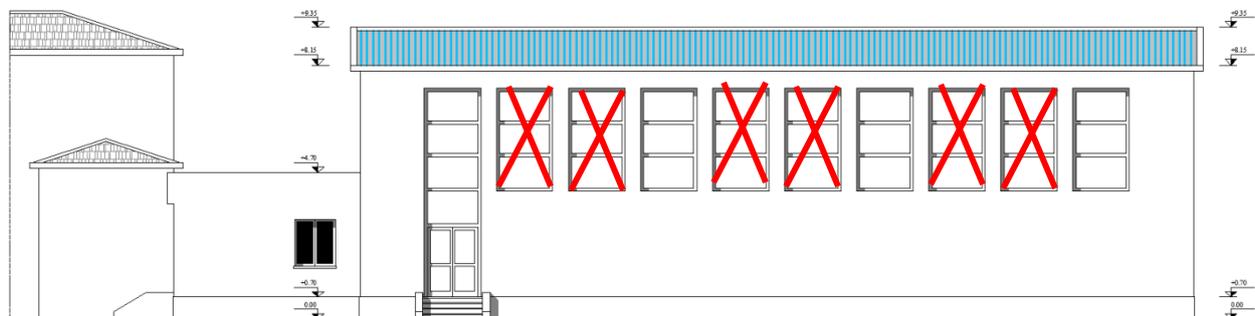
L'intervento consiste nella rimozione delle carenze e nel miglioramento sismico della porzione A e di conseguenza della struttura nel suo complesso.

Le operazioni che si eseguiranno sul fabbricato sono così riassumibili:

- Rimozione delle carenze mediante realizzazione di connessione meccanica fra travi prefabbricate a doppia pendenza di copertura per impedire fenomeni di perdita dell'appoggio ad oggi garantita dal solo attrito. Verranno realizzate delle piastre in acciaio tassellate inferiormente al cordolo in CA e dotate di ali per garantire un fissaggio meccanico passante per le travi prefabbricate, così da creare un appoggio a cerniera senza modifica del comportamento statico dell'elemento;



- Miglioramento sismico della sopraelevazione mediante chiusura con ammortamento di alcune delle numerose finestrate presenti che creano un piano debole costituiti da pilastri in muratura di sezione modesta e snellezza elevata. Sulle finestre si tamponeranno con mattoni aventi medesime caratteristiche di quelli presenti in sito e saranno ammortati per garantire la corretta e adeguata discontinuità strutturale.



1.3.2 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE

La costruzione ha come destinazione d'uso un edificio ad uso palestra in plesso scolastico, pertanto è stata considerata una classe d'uso III: costruzione il cui uso preveda significativi affollamenti di persone.

Vita Nominale: 50 anni

Vita di Riferimento: 75 anni

In base alla classificazione fornita dal comune di Salara la palestra non risulta ambiente strategico pertanto è stata esclusa la classe d'uso IV.

Nella determinazione delle forze agenti sugli elementi portanti sono state considerate le combinazioni delle condizioni di carico dovute a:

- peso proprio
- carichi permanenti
- carichi variabili (neve in copertura)

CLASSIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI

Secondo il D.M. 14.1.2008, l'intervento locale su una parete di un edificio esistente in muratura che preveda aperture nuove o modificate con eventuali inserimento di telai metallici o in cemento armato e/o consolidamento della muratura, deve essere soggetto a verifica sismica.

Gli interventi sugli edifici esistenti sono classificati in 3 tipologie (§8.4):

- Intervento di Adeguamento (§8.4.1)
- Intervento di Miglioramento (§8.4.2)
- Riparazione o Intervento locale (§8.4.3)

È fatto obbligo di procedere alla valutazione della sicurezza e, qualora necessario, all'**Adeguamento** della costruzione, a chiunque intenda:

- a) sopraelevare la costruzione;
- b) ampliare la costruzione mediante opere strutturalmente connesse alla costruzione;
- c) apportare variazioni di classe e/o di destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali in fondazione superiori al 10%; resta comunque fermo l'obbligo di procedere alla verifica locale delle singole parti e/o elementi della struttura, anche se interessano porzioni limitate della costruzione;
- d) effettuare interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un organismo edilizio diverso dal precedente.

In ogni caso, il progetto dovrà essere riferito all'intera costruzione e dovrà riportare le verifiche dell'intera struttura post-intervento, secondo le indicazioni del presente capitolo.

Una variazione dell'altezza dell'edificio, per la realizzazione di cordoli sommitali, sempre che resti immutato il numero di piani, non è considerata sopraelevazione o ampliamento, ai sensi dei punti a) e b). In tal caso non è necessario procedere all'adeguamento, salvo che non ricorrano le condizioni di cui ai precedenti punti c) o d).

Indipendentemente dalle problematiche strutturali specificamente trattate nelle NTC, le sopraelevazioni, nonché gli interventi che comportano un aumento del numero di piani, sono ammissibili solamente ove siano compatibili con gli strumenti urbanistici.

La valutazione della sicurezza, nel caso di intervento di adeguamento, è finalizzata a stabilire se la struttura, a seguito dell'intervento, è in grado di resistere alle combinazioni delle azioni di progetto contenute nelle NTC, con il grado di sicurezza richiesto dalle stesse. Non è, in generale, necessario il soddisfacimento delle prescrizioni sui dettagli costruttivi (per esempio armatura minima, passo delle staffe, dimensioni minime di travi e pilastri, ecc.) valide per le costruzioni nuove, purché il Progettista dimostri che siano garantite comunque le prestazioni in termini di resistenza, duttilità e deformabilità previste per i vari stati limite.

Rientrano negli interventi di **Miglioramento** tutti gli interventi che siano comunque finalizzati ad accrescere la capacità di resistenza delle strutture esistenti alle azioni considerate.

È possibile eseguire interventi di miglioramento nei casi in cui non ricorrano le condizioni specificate per l'adeguamento sismico e per l'intervento locale.

Il progetto e la valutazione della sicurezza dovranno essere estesi a tutte le parti della struttura potenzialmente interessate da modifiche di comportamento, nonché alla struttura nel suo insieme.

La valutazione della sicurezza per un intervento di miglioramento è obbligatoria, come specificato nel § 8.3 delle NTC, ed è finalizzata a determinare l'entità massima delle azioni, considerate nelle combinazioni di progetto previste, cui la struttura può resistere con il grado di sicurezza richiesto.

Nel caso di intervento di miglioramento sismico, la valutazione della sicurezza riguarderà, necessariamente, la struttura nel suo insieme, oltre che i possibili meccanismi locali.

In generale ricadono in questa categoria tutti gli interventi che, non rientrando nella categoria dell'adeguamento, fanno variare significativamente la rigidezza, la resistenza e/o la duttilità dei singoli elementi o parti strutturali e/o introducono nuovi elementi strutturali, così che il comportamento strutturale locale o globale, particolarmente rispetto alle azioni sismiche, ne sia significativamente modificato. Ovviamente la variazione dovrà avvenire in senso migliorativo, ad esempio impegnando maggiormente gli elementi più resistenti, riducendo le irregolarità in pianta e in elevazione, trasformando i meccanismi di collasso da fragili a duttili.

L'intervento sulla parete può rientrare nell'ambito della '**Riparazione o Intervento locale**' alle condizioni previste dal punto §C8.4.3: *Riparazione o intervento locale*, Circolare 2.2.2009 n.617:

"Rientrano in questa tipologia tutti gli interventi di riparazione, rafforzamento o sostituzione di singoli elementi strutturali (travi, architravi, porzioni di solaio, pilastri, pannelli murari) o parti di essi, non adeguati alla funzione strutturale che debbono svolgere, a condizione che l'intervento non cambi significativamente il comportamento globale della struttura, soprattutto ai fini della resistenza

alle azioni sismiche, a causa di una variazione non trascurabile di rigidezza o di peso.

(...) interventi di variazione della configurazione di un elemento strutturale, attraverso la sua sostituzione o un rafforzamento localizzato (ad esempio l'**apertura di un vano in una parete muraria, accompagnata da opportuni rinforzi**) possono rientrare in questa categoria solo a condizione che si dimostri che la **rigidezza** dell'elemento variato non cambi significativamente e che la **resistenza** e la **capacità di deformazione, anche in campo plastico**, non peggiorino ai fini del comportamento rispetto alle azioni orizzontali."

Per verificare che rigidezza, resistenza e capacità di spostamento non peggiorino occorre analizzare la parete allo Stato Attuale e allo Stato di Progetto, e confrontare i corrispondenti parametri.

Per la rigidezza occorre fissare un limite di riferimento per la sua variazione (interpretando correttamente il testo, può trattarsi sia di una diminuzione sia di un aumento): si indica un valore di riferimento pari a $\pm 15\%$. Se la variazione di rigidezza supera il 15%, l'intervento non può essere classificato come *Riparazione o intervento locale*, ed entra nell'ambito degli *Interventi di Miglioramento*.

La qualifica di '**Intervento di Miglioramento**' si applica nei seguenti casi:

- quando l'intervento comporta una variazione di rigidezza eccessiva (superiore al 10%);
- quando l'intervento costituisce un 'peggioramento' per forza ultima e/o capacità di spostamento: non si riesce in alcun modo a 'migliorare' il comportamento locale, e quindi la parete non può essere vista come oggetto di intervento locale ma solo come parte di una riorganizzazione complessiva della struttura che necessariamente richiede un'analisi globale dell'edificio.

Se l'intervento rientra nell'ambito della 'Riparazione o intervento locale', la verifica di confronto Stato Attuale / Stato di Progetto su Rigidezza, Resistenza e Capacità di spostamento è esaustiva.

Se invece si tratta di un 'Intervento di Miglioramento', all'analisi della parete dovrà essere affiancata una verifica della struttura nel suo insieme:

Con riferimento all'orizzontamento sovrastante la parete, possono distinguersi i casi di impalcato rigido o di impalcato deformabile (quest'ultimo frequentemente presente negli edifici esistenti: ad es. solai in legno, o in putrelle, o senza soletta di calcestruzzo adeguatamente armata).

Nel caso di **impalcato rigido** si rende sempre necessaria un'analisi globale, che potrà essere condotta con i metodi previsti dalla Norma (analisi lineare o non lineare); nello schema statico complessivo della struttura, la parete oggetto di intervento potrà essere rappresentata con una parete 'equivalente' dal punto di vista di rigidezza, forza ultima e duttilità (cfr. paragrafo di questo documento, dedicato ai criteri di equivalenza).

Nel caso di **impalcato deformabile** sovrastante la parete, si può considerare che la variazione locale di rigidezza abbia un effetto limitato sul comportamento strutturale globale: la ripartizione delle azioni sismiche infatti avviene non in base alle rigidezze ma alle masse locali. Nel caso di impalcato deformabile, pertanto, la verifica 'globale' può intendersi soddisfatta con la sola analisi della parete, senza studiare lo schema globale, ma prendendo in considerazione anche la verifica in base all'accelerazione al suolo PGA sostenibile allo stato limite ultimo. Ciò rispetta infatti quanto previsto dal D.M. 14.1.2008 in §8.7.5 (è richiesta la determinazione del livello di azione sismica per la quale viene raggiunto lo SLU).

§8: Costruzioni esistenti - §8.7: Valutazione e progettazione in presenza di azioni sismiche - §8.7.5: Progetto dell'intervento

"Per tutte le tipologie costruttive, il progetto dell'intervento di adeguamento o miglioramento sismico deve comprendere:

- **verifica della struttura prima dell'intervento con identificazione delle carenze e del livello di azione sismica per la quale viene raggiunto lo SLU** (e SLE se richiesto); [N.B.: da §4.5.6.3: Non è generalmente necessario eseguire verifiche nei confronti di stati limite di esercizio di strutture in muratura, quando siano soddisfatte le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (...)].
- scelta motivata del tipo di intervento;
- scelta delle tecniche e/o dei materiali;
- dimensionamento preliminare dei rinforzi e degli eventuali elementi strutturali aggiuntivi;
- **analisi strutturale considerando le caratteristiche della struttura post-intervento;**
- **verifica della struttura post-intervento con determinazione del livello di azione sismica per la quale viene raggiunto lo SLU** (e SLE se richiesto)."

Altri contenuti normativi relativi agli interventi locali sulle pareti sono i seguenti:

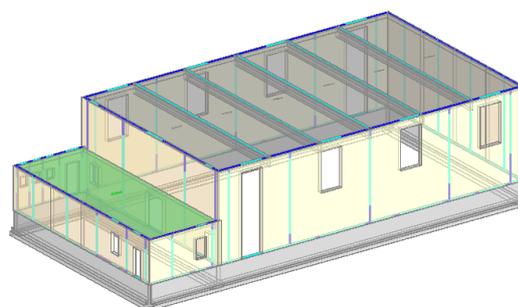
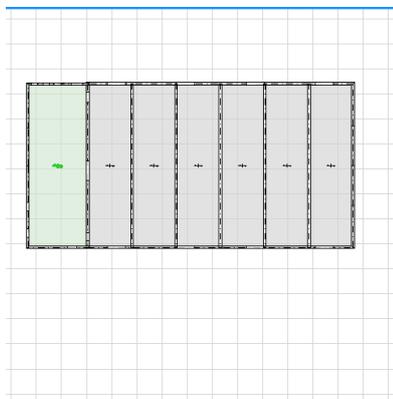
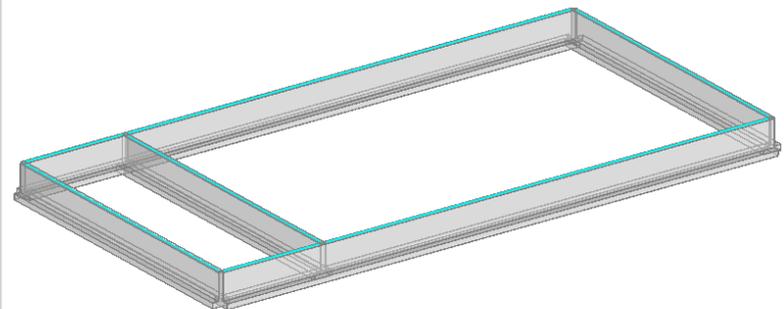
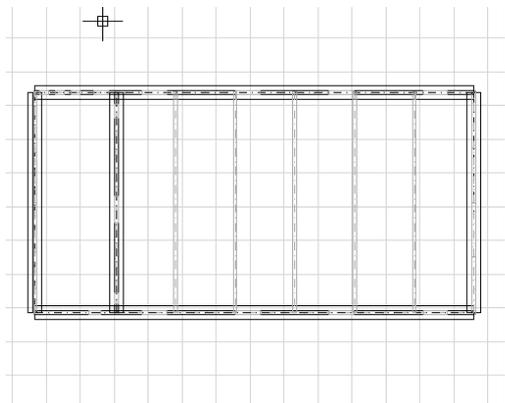
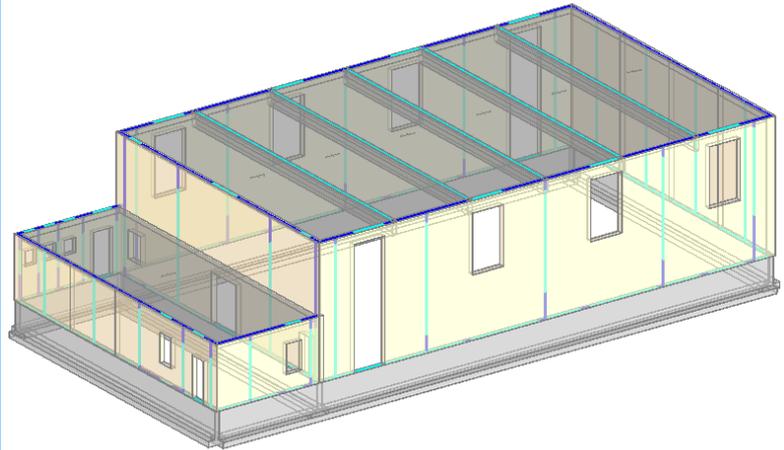
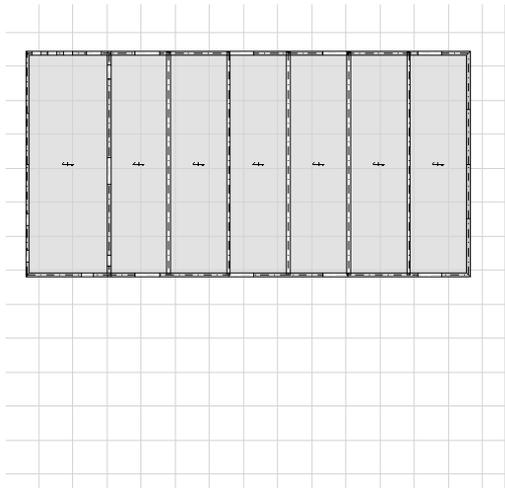
§C8A.5.5: Interventi che modificano la distribuzione degli elementi verticali resistenti, Circ. 2.2.2009, n.617

(...) La realizzazione di nuove aperture, se non strettamente necessaria, va preferibilmente evitata; nel caso in cui la conseguente riduzione di rigidità risulti problematica per la risposta globale, sarà disposto un **telaio chiuso**, di rigidità e resistenza tali da ripristinare per quanto possibile la condizione preesistente.

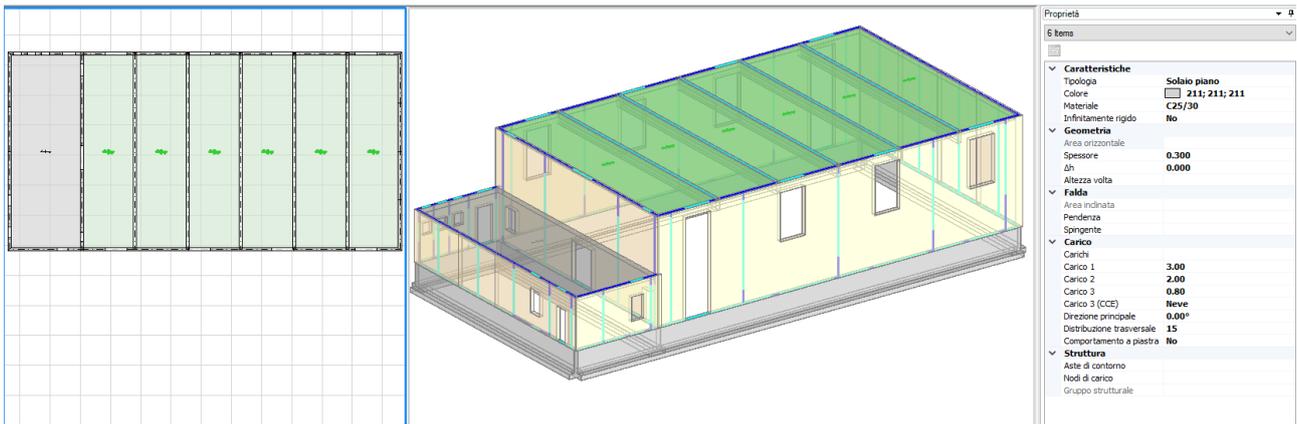
Un incremento della rigidità delle pareti murarie, con conseguente modifica del comportamento sismico, si ottiene attraverso la chiusura di nicchie, canne fumarie o altri vuoti, purché venga realizzato un efficace collegamento dei nuovi elementi di muratura con quelli esistenti attraverso la tecnica dello scuci e cuci. La chiusura di queste soluzioni di continuità nella compagine muraria rappresenta anche un intervento positivo nei riguardi dei collegamenti.

§C8A.5.8: Interventi volti a rinforzare le pareti intorno alle aperture

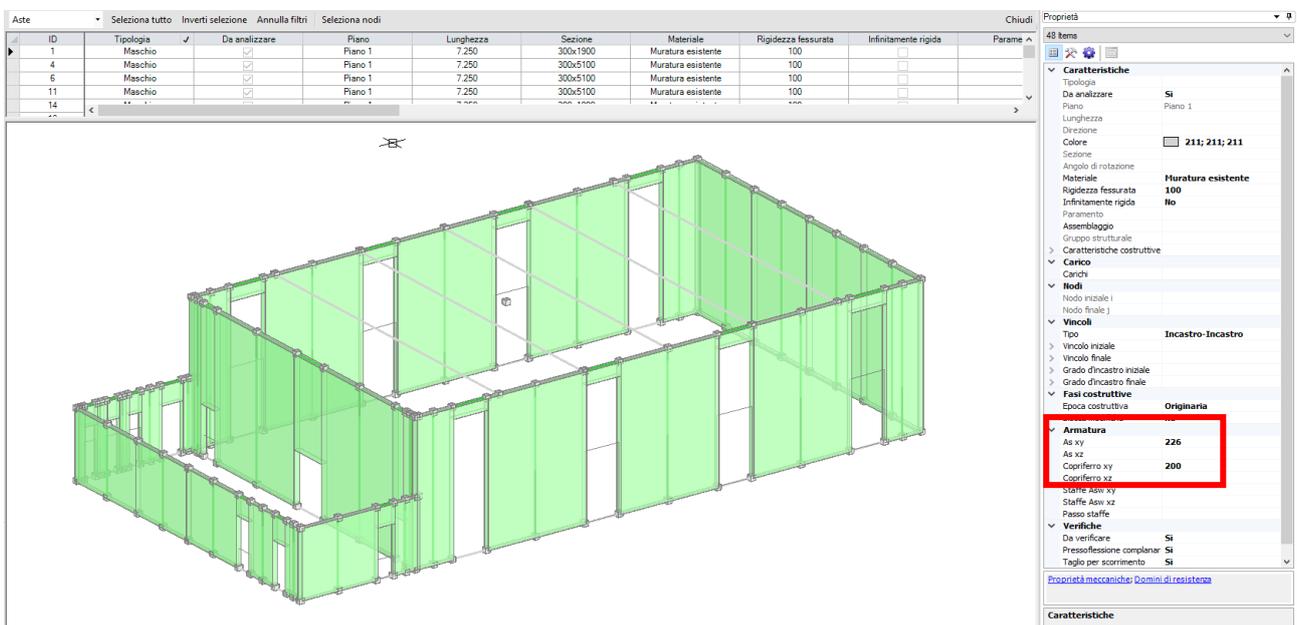
Negli interventi di inserimento di architravi o cornici in acciaio o calcestruzzo di adeguata rigidità e resistenza, occorre curare il perfetto contatto o la messa in forza con la muratura esistente.



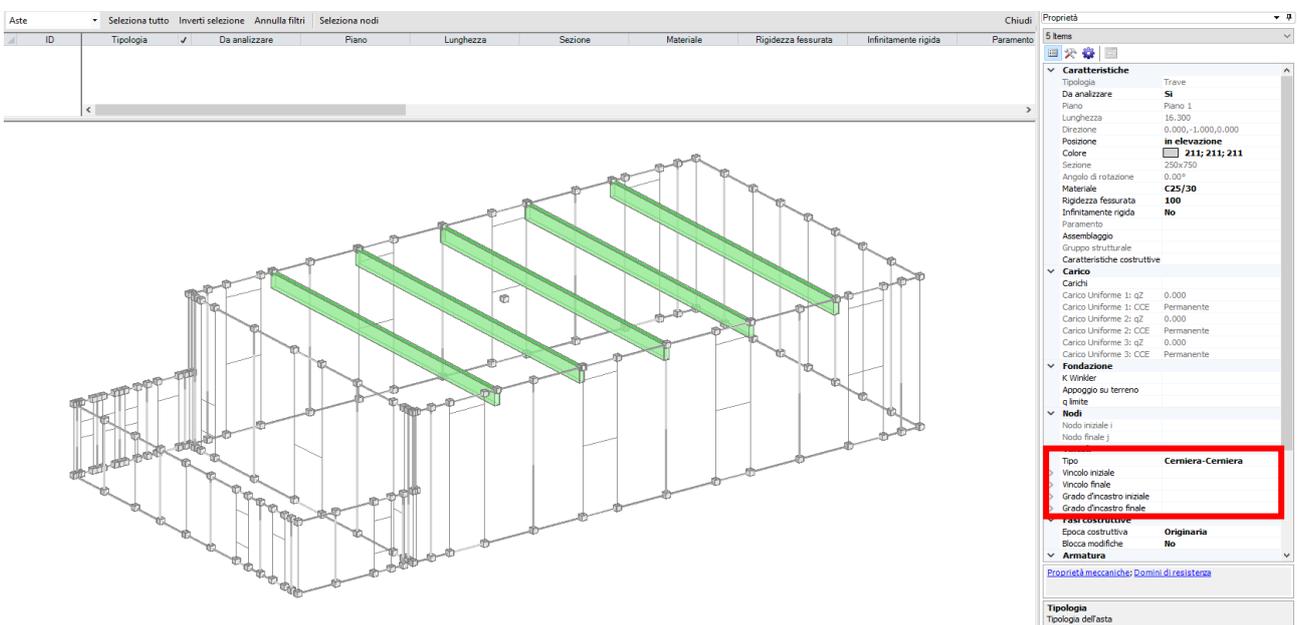
Proprietà	
Solai cod.395	
Caratteristiche	
Tipologia	Solai piano
Colore	211; 211; 211
Materiale	C25/30
Infinitamente rigido	No
Geometria	
Area orizzontale	91,485
Spessore	0,300
Δh	-3,800
Folida	
Area inclinata	
Pendenza	
Spingente	
Carico	
Carichi	3
Carico 1	2,50
Carico 2	1,00
Carico 3	2,20
Carico 3 (CC)	Neve
Direzione principale	0,00°
Distribuzione trasversale	15
Comportamento a piastra	No
Struttura	
Aste di contorno	0 Items
Nodi di carico	0 Items
Gruppo strutturale	



Per simulare il cordolo sommitale il software permette l'inserimento nei paramenti di armatura, che verrà introdotta equivalente alle armature del cordolo.

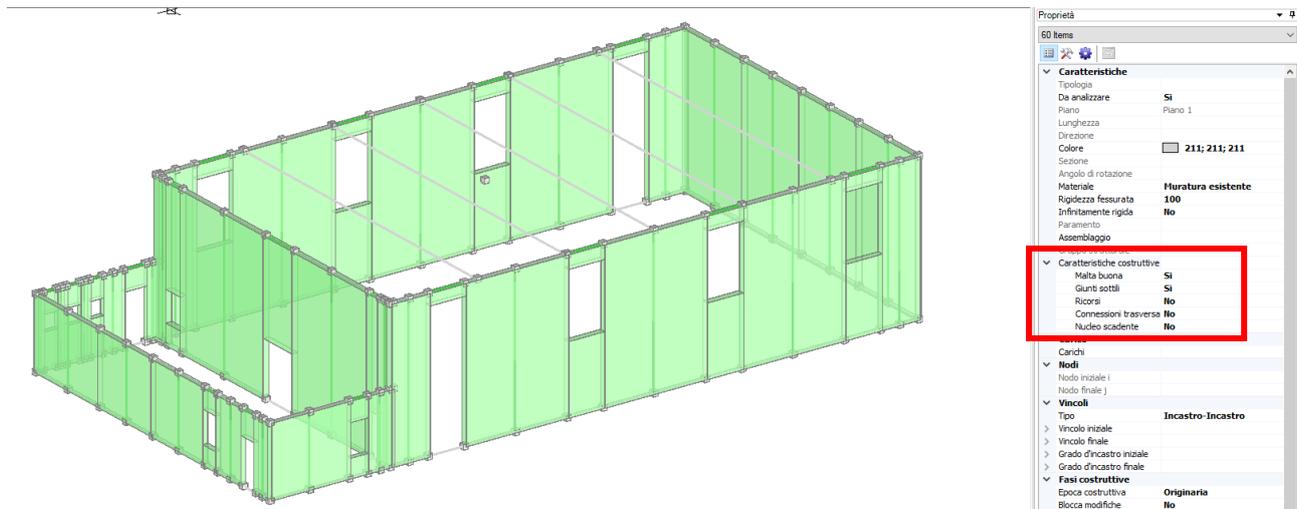


Le capriate sono state modellate con schema cerniera cerniera, la sezione è generica in quanto non si procede a verifica perché trattandosi di trave orizzontale cui non viene modificato il vincolamento mantiene le proprie funzioni inalterate, e la condizione più gravosa rimane quella statica, non oggetto di verifica in quanto miglioramento sismico.



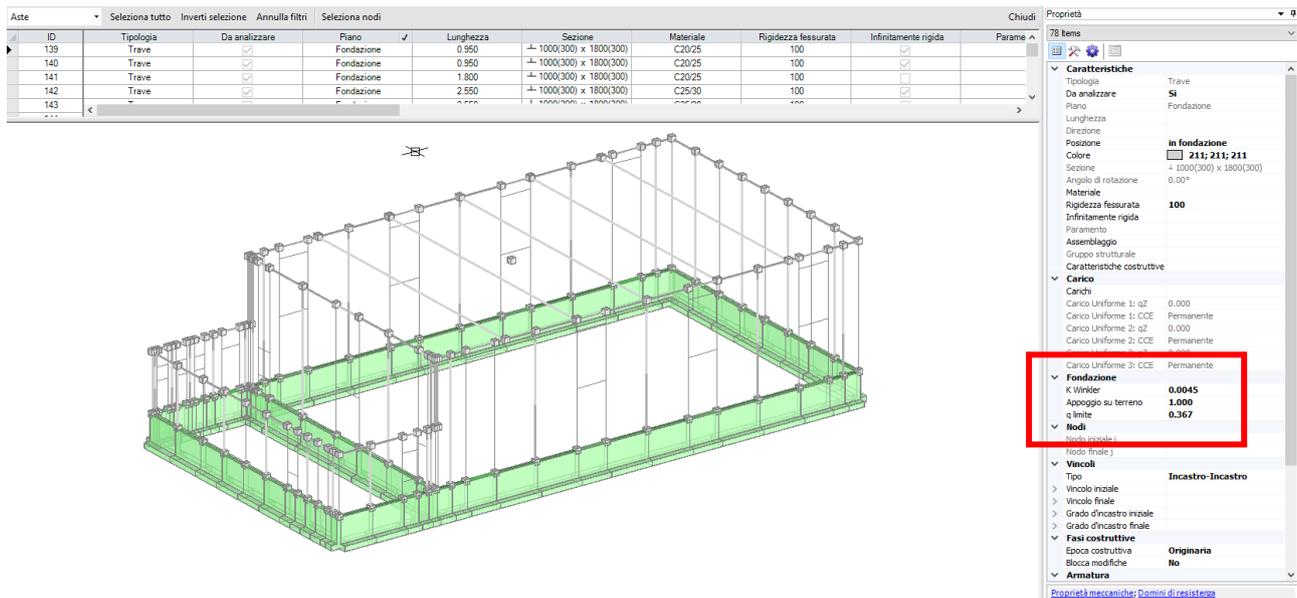
Come coefficienti riduttivi/moltiplicativi delle murature si è considerato:

- malta buona
- giunti sottili



Per le fondazioni è necessaria la seguente precisazione in merito alle assunzioni fatte riguardo i parametri del terreno.

Per quanto riguarda il q limite il software necessita del valore al lordo degli approcci, in quanto Aedes applica sul valore inserito una riduzione pari a 2.3 pertanto il valore inserito non è Rd calcolato nella geologica ma un valore moltiplicato per 2.3.



1.3.3 CRITERI GENERALI DI ANALISI

E' stata condotta:

1. un'analisi statica non sismica
2. un'analisi sismica statica non lineare (pushover globale per tutto il modello)
3. un'analisi cinematica dei meccanismi locali di collasso

Di seguito verrà esposto anche un controllo effettuato per verificare l'attendibilità dei risultati forniti dal software di calcolo.

In abbinamento all'analisi pushover, non vengono effettuate le analisi dei cinematismi locali perché la presenza di cordolo sommitale in c.a. esclude questo tipo di fenomeni, funzionando da ritengente antiribaltamento per le pareti.

Trattandosi di edificio esistente durante l'analisi il software Aedes utilizza l'analisi per fasi costruttive, di cui si riporta estratto teorico da manuale del software.

6.12.2. FASI COSTRUTTIVE E TIPOLOGIE DI CARICO

In Ingegneria delle Strutture, per alcune tipologie specifiche (ad esempio, i ponti), già da tempo sono in uso le analisi per fasi costruttive. In generale, prima che una costruzione sia terminata, la struttura resistente può presentare configurazioni statiche anche molto diverse da quella finale. Le caratteristiche meccaniche e le condizioni vincolari possono quindi essere considerate variabili durante le fasi della costruzione, fasi caratterizzate peraltro da carichi di diversa natura.

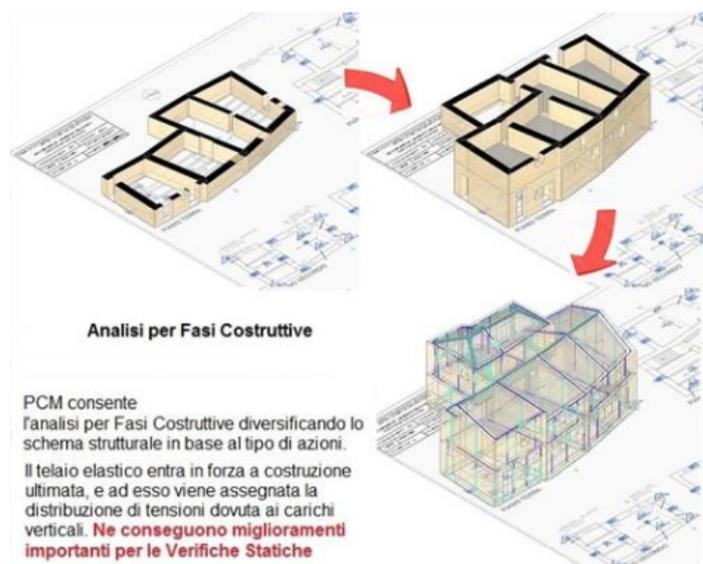
PCM introduce anche per i fabbricati in muratura il concetto delle Fasi Costruttive, con riferimento al metodo adottato: il telaio equivalente (ma considerazioni analoghe potrebbero essere svolte anche per modellazioni FEM più avanzate).

L'evoluzione nasce dalla seguente considerazione: generalmente quando studiamo una struttura assegniamo allo schema strutturale finale tutti i carichi, verticali e orizzontali, sia che essi siano di natura permanente o variabile (inclusi vento, sisma); vengono quindi risolte le varie combinazioni di carico.

In schemi a telaio sufficientemente regolari, sia in termini geometrici che di rigidità, tipici ad esempio delle strutture in acciaio o in calcestruzzo armato, questa metodologia comporta approssimazioni accettabili; per le strutture in muratura possono invece sorgere problematiche rilevanti sugli stati di sollecitazioni degli elementi resistenti (maschi, fasce).

L'idea principale quindi si basa sul differenziare lo schema strutturale a seconda della natura dei carichi agenti, che intervengono in tempi diversi durante la vita della struttura. Mentre la struttura viene costruita, non possiamo immaginare che reagisca all'azione dei pesi propri come se fosse un telaio, in quanto quest'ultimo entrerà in forza solo a costruzione ultimata e di fatto reagirà nel suo insieme solo per le azioni che da quel momento in poi solleciteranno la costruzione (carichi variabili, incluso il vento, e azioni sismiche).

Si definiscono così 3 fasi costruttive, denominate con 0, 1 e 2.



Fase 0: Costruzione dell'edificio

Mentre la struttura viene edificata, si assesta sotto il peso proprio, e questo fa sì che ogni parete sia soggetta prevalentemente a sforzo normale, con valore tendenzialmente vicino a quello calcolato con il classico metodo delle aree d'influenza; sono possibili sollecitazioni flessionali o taglianti in casi particolari come la presenza di pareti disassate fra piano superiore e inferiore, che comporta momenti fuori piano, oppure solai a volta o archi, la cui spinta andrà a sollecitare nel piano le pareti adiacenti.

In questa fase consideriamo agenti solo i carichi permanenti, strutturali e non (secondo la Normativa vigente, sono indicati come G1 e G2). Per descrivere il comportamento suddetto, i maschi vengono studiati con il modello incastro-cerniera nel piano, e sono collegati da fasce incernierate agli estremi aventi comportamento ad arco. Le fasce risultano quindi scariche sotto le sole azioni verticali.

Queste due sole ipotesi, applicate ad un telaio spaziale, non assicurano il raggiungimento dell'obiettivo prefissato, in quanto rimane il problema della migrazione di sollecitazioni dovute a forti variazioni di rigidità tra elementi adiacenti; si manifestano momenti parassiti all'interno di telai irregolari, dove non si possono riconoscere maschi continui dalle fondazioni alla sommità dell'edificio; possono nascere labilità nel piano delle pareti e nel piano dei solai a seconda della successione di aperture o alla presenza di elementi spingenti.

Sono state studiate le modalità per ovviare a queste problematiche.

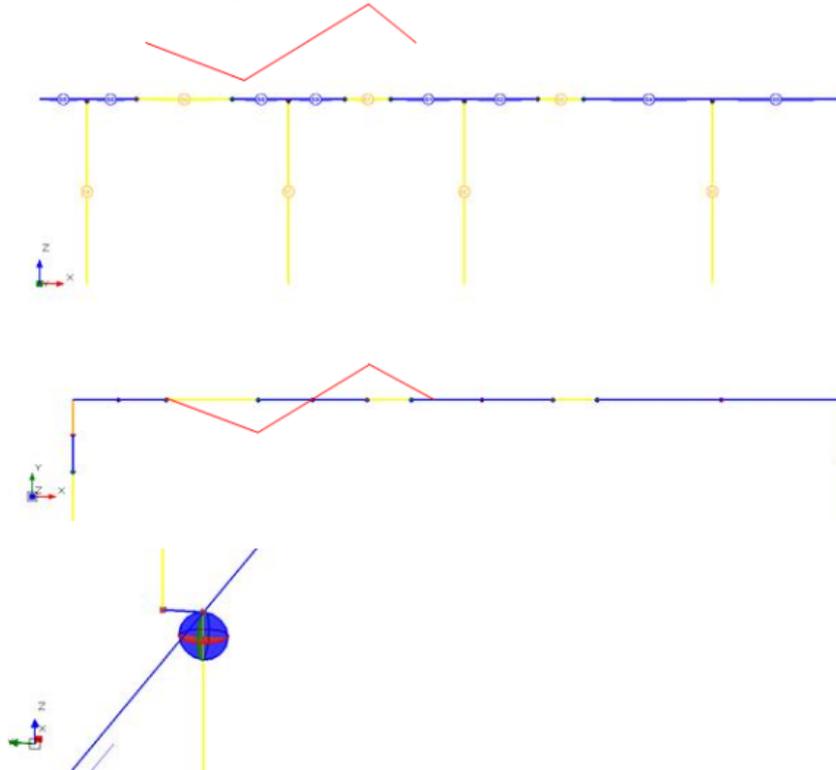


- Migrazione di sollecitazioni dovuti a brusche variazioni di rigidità:

oltre ai maschi incastrati alla base ed incernierati (nel piano complanare) in sommità, nella fase 0 vengono utilizzati valori dei moduli elastici longitudinale "E" e tangenziale "G" amplificati in modo da considerare elementi molto rigidi, per cui si annulla l'effetto di redistribuzione delle sollecitazioni dovuto alle differenze di sezione. Inoltre vengono svincolati alla traslazione verticale i link di piano d'angolo, portando ad una più veritiera distribuzione dei carichi provenienti dai solai in quanto anche le migrazioni di sollecitazione tra pareti ortogonali viene inibita.

- Insorgenza di cinematismi locali:

a causa degli svincolamenti fatti possono crearsi dei meccanismi nel piano delle pareti, in quello ortogonale e nel piano dei solai, come indicato in figura sottostante.



In figura: possibili labilità nella Fase 0

Per ovviare a questo problema le cerniere inserite non sono sferiche, ma impediscono le rotazioni nel piano ortogonale all'elemento considerato, inoltre i nodi di sommità dei pannelli hanno un vincolamento Shear Type. Peraltro quest'ultima condizione fa sì che i momenti parassiti all'interno dei link di piano non confluiscono nelle pareti.

Al fine di non creare inoltre relazioni di rigidità fra noi tali da influire sugli effetti dei carichi verticali, si trascurano, se presenti, l'ipotesi di piano rigido e, in caso di piano deformabile, le maglie di solaio definite come infinitamente rigide.

A questo punto è doveroso fare alcune considerazioni riguardanti le fondazioni. Nelle strutture in muratura esse sono in generale molto rigide e non inflesse ma bensì schiacciate; durante la costruzione dell'opera poi anch'esse si assestano sotto il peso proprio della struttura. Possiamo quindi supporre che in questa fase le tensioni sul terreno si distribuiscano in condizioni di corpo rigido e che i cedimenti differenziali che possano creare stati di sollecitazione sono quelli relativi alle fasi successive, una volta entrato in forza il telaio.

Per raggiungere questo obiettivo i nodi delle pareti sul piano di fondazione vengono incastrati, così che sarà possibile determinare la risultante delle azioni ed il momento risultante. A quel punto utilizzando le formule della presso-flessione sarà possibile determinare le tensioni sul terreno:

$$\sigma(\xi, \eta) = N / A + N \cdot \eta_N \cdot \eta / J_{\xi} + N \cdot \xi_N \cdot \xi / J_{\eta}$$

Dove: (ξ, η) sono le coordinate del vertice di ogni singola fondazione nel riferimento globale principale.

Riepilogando quindi le ipotesi per la Fase 0 sono le seguenti:

- Maschi murari incastrati alla base ed incernierati in testa
- Fasce incernierate agli estremi
- Modulo elastico della muratura molto elevato
- Uso di cerniere "pseudo" sferiche, che impediscono le rotazioni nel piano ortogonale all'elemento considerato
- Comportamento Shear Type per i nodi in sommità ai maschi murari
- Traslazione verticale libera dei link d'angolo
- Si trascurano le relazioni di rigidità di tipo master-slave e gli eventuali i link rigidi che descrivono la deformazione orizzontale delle maglie di solaio definite infinitamente rigide
- Fondazione Rigida

Fase 1: Condizioni di esercizio sotto carichi verticali

La Fase 1 corrisponde al telaio completato su cui agiscono i carichi variabili verticali.

Essi intervengono a costruzione ultimata, e a causa della loro natura variabile e temporanea non possiamo supporre che la struttura abbia il tempo di assestarsi, quindi consideriamo ammissibile la presenza di momenti o azioni taglianti all'interno dei pannelli in muratura. Dal momento che si tratta di azioni verticali di natura statica, si ritiene che le fasce siano caratterizzate dal comportamento ad arco, e quindi neppure nella fase 1 possano essere sollecitate da flessione e taglio.

Per quanto riguarda le fondazioni, in questa fase, verranno considerate su suolo alla Winkler, in quanto data la natura variabile delle azioni non possiamo pensare che la struttura riesca a ridistribuire le sollecitazioni. Diventa inoltre fondamentale in questa fase lo studio dei cedimenti differenziali.

Per ottenere il comportamento descritto è sufficiente apportare al telaio completo una modifica già adottata anche nella fase 0:

- Fasce incernierate agli estremi, e con comportamento ad arco: in tal modo, tali elementi non sono soggetti ad azioni di flessione o taglio; ancora una volta le cerniere sono "pseudo" sferiche, come definite in precedenza.

Inoltre, anche nella fase 1 si trascurano le relazioni di rigidità di tipo master-slave o i link rigidi di maglie di solai infinitamente rigidi.

Fase 2: Condizioni di esercizio sotto azioni orizzontali

Nella Fase 2 agiscono le sole azioni orizzontali, vento e sisma, su un telaio entrato in forza, quindi sono possibili azioni taglianti e flettenti in tutti gli elementi, comprese le fasce. Si tratta quindi della fase finale, ed il telaio utilizzato è quello completo, così come definito in input, senza modifiche aggiuntive.

Owviamente, alcune modifiche introdotte nelle fasi iniziali (0, 1) possono corrispondere a ipotesi già scelte in input per la struttura nel suo complesso: ad esempio, la traslazione verticale libera ai link d'angolo. In tali casi, semplicemente le fasi iniziali non comportano alcuna ulteriore modifica, in quanto viene confermata l'ipotesi già adottata per il modello completo della fase finale.

1.3.4 CRITERI GENERALI DI VERIFICA

Le verifiche effettuate con le varie analisi sono:

- Pressoflessione complanare [§4.5.6];
- Taglio per scorrimento [§4.5.6];
- Taglio per fessurazione diagonale [§4.5.6];
- Pressoflessione ortogonale.
- GEO.

In sismica viene eseguita un'analisi della capacità di spostamento in rapporto alla domanda di spostamento richiesta da sisma.

1.4 QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO ADOTTATO**1.4.1 NORME DI RIFERIMENTO COGENTI**

L'analisi sismica e le verifiche degli elementi strutturali sono state eseguite seguendo le prescrizioni delle Norme Tecniche per le costruzioni del 14-01-2008.

Normativa italiana D.M. 14/01/2008 Stati Limite

Normativa di riferimento:

[1] D.M. 14.1.2008: "Approvazione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni"

[2] Circolare 2.2.2009, n.617: "Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14.1.2008

[3] L.R. 19/2008 "Norme per la riduzione del rischio sismico" e successive delibere regionali:

- 121/2010 "Atto di indirizzo recante individuazione degli interventi privi di rilevanza per la pubblica incolumità ai fini sismici e delle varianti, riguardanti parti strutturali, che non rivestono carattere sostanziale e definizione della documentazione attinente alla riduzione del rischio sismico necessaria per il rilascio del

permesso di costruire e per la denuncia di inizio attività, ai sensi degli articoli 9, comma 4, e 10, comma 3, della L.R. n. 19 del 2008”;

- 687/2011 “*Individuazione degli interventi privi di rilevanza ai fini sismici*”;
- 1373/2011 “*Documentazione attinente alla riduzione del rischio sismico necessaria per il rilascio di costruire e per la denuncia di inizio attività*”

Edifici monumentali: Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 9.2.2011: “Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti del 14 gennaio 2008”, di cui costituisce parte integrante la **Circ. 26 del 2.12.2010 del Ministero per i Beni e le Attività Culturali:** “Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale”.

Linee guida per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Collaudo di Interventi di Rinforzo di strutture di c.a., c.a.p. e murarie mediante FRP, documento approvato il 24 luglio 2009 dall'assemblea Generale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Indirizzi per l'esecuzione degli interventi di cui all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3790 del 17.7.2009 (Riparazione con miglioramento sismico di edifici danneggiati), a cura della Presidenza del Consiglio dei Ministri, Dipartimento della Protezione Civile, Commissario Delegato (Eventi sismici provincia di L'Aquila, 6 aprile 2009).

Riferimenti tecnici: EuroCodici

Per quanto non diversamente specificato nel D.M.14.1.2008, si intendono coerenti con i principi alla base del Decreto le indicazioni riportate nei documenti di riferimento elencati in §12; fra questi: gli EuroCodici strutturali, così organizzati:

Criteri generali di progettazione strutturale

UNI EN 1990:2006

Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture

- UNI EN 1991-1-1:2004 Parte 1-1: Azioni in generale - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici
- UNI EN 1991-1-2:2004 Parte 1-2: Azioni in generale - Azioni sulle strutture esposte al fuoco
- UNI EN 1991-1-3:2004 Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve
- UNI EN 1991-1-4:2005 Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento
- UNI EN 1991-1-5:2004 Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche
- UNI EN 1991-1-6:2005 Parte 1-6: Azioni in generale - Azioni durante la costruzione
- UNI EN 1991-1-7:2006 Parte 1-7: Azioni in generale - Azioni eccezionali
- UNI EN 1991-2:2005 Parte 2: Carichi da traffico sui ponti
- UNI EN 1991-3:2006 Parte 3: Azioni indotte da gru e da macchinari
- UNI EN 1991-4:2006 Parte 4: Azioni su silos e serbatoi

Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo

- UNI EN 1992-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1992-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio
- UNI EN 1992-2:2006 Parte 2: Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi
- UNI EN 1992-3:2006 Parte 3: Strutture di contenimento liquidi

Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio

- UNI EN 1993-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1993-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio
- UNI EN 1993-1-3:2007 Parte 1-3: Regole generali - Regole supplementari per l'impiego dei profilati e delle lamiere sottili piegati a freddo
- UNI EN 1993-1-4:2007 Parte 1-4: Regole generali - Regole supplementari per acciai inossidabili
- UNI EN 1993-1-5:2007 Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra
- UNI EN 1993-1-6:2007 Parte 1-6: Resistenza e stabilità delle strutture a guscio
- UNI EN 1993-1-7:2007 Parte 1-7: Strutture a lastra ortotropa caricata al di fuori del piano
- UNI EN 1993-1-8:2005 Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti
- UNI EN 1993-1-9:2005 Parte 1-9: Fatica
- UNI EN 1993-1-10:2005 Parte 1-10: Resilienza del materiale e proprietà attraverso lo spessore
- UNI EN 1993-1-11:2007 Parte 1-11: Progettazione di strutture con elementi tesi
- UNI EN 1993-1-12:2007 Parte 1-12: Regole aggiuntive per l'estensione della EN 1993 fino agli acciai di grado S 700
- UNI EN 1993-2:2007 Parte 2: Ponti di acciaio
- UNI EN 1993-3-1:2007 Parte 3-1: Torri, pali e ciminiera - Torri e pali
- UNI EN 1993-3-2:2007 Parte 3-2: Torri, pali e ciminiera - Ciminiera
- UNI EN 1993-4-1:2007 Parte 4-1: Silos
- UNI EN 1993-4-2:2007 Parte 4-2: Serbatoi
- UNI EN 1993-4-3:2007 Parte 4-3: Condotte
- UNI EN 1993-5:2007 Parte 5: Pali e palancole
- UNI EN 1993-6:2007 Parte 6: Strutture per apparecchi di sollevamento

Eurocodice 4 – Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo

- UNI EN 1994-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1994-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio
- UNI EN 1994-2:2006 Parte 2: Regole generali e regole per i ponti

Eurocodice 5 – Progettazione delle strutture in legno

- UNI EN 1995-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali - Regole comuni e regole per gli edifici
- UNI EN 1995-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio
- UNI EN 1995-2:2005 Parte 2: Ponti

Eurocodice 6 – Progettazione delle strutture in muratura

- UNI EN 1996-1-1:2006 Parte 1-1: Regole generali per strutture di muratura armata e non armata
- UNI EN 1996-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio
- UNI EN 1996-2:2006 Parte 2: Considerazioni progettuali, selezione dei materiali ed esecuzione delle murature
- UNI EN 1996-3:2006 Parte 3: Metodi di calcolo semplificato per strutture di muratura non armata

Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica

UNI EN 1997-1:2005 Parte 1: Regole generali
 UNI EN 1997-2:2007 Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo
Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica
 UNI EN 1998-1:2005 Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici
 UNI EN 1998-2:2006 Parte 2: Ponti
 UNI EN 1998-3:2005 Parte 3: Valutazione e adeguamento degli edifici
 UNI EN 1998-4:2006 Parte 4: Silos, serbatoi e condotte
 UNI EN 1998-5:2005 Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici
 UNI EN 1998-6:2005 Parte 6: Torri, pali e camini
Eurocodice 9 – Progettazione delle strutture in alluminio
 UNI EN 1999-1-1:2007 Parte 1-1: Regole strutturali generali
 UNI EN 1999-1-2:2007 Parte 1-2: Progettazione strutturale contro l'incendio
 UNI EN 1999-1-3:2007 Parte 1-3: Strutture sottoposte a fatica
 UNI EN 1999-1-4:2007 Parte 1-4: Lamiere sottili piegate a freddo
 UNI EN 1999-1-5:2007 Parte 1-5: Strutture a guscio

Norme Italiane precedenti al D.M. 14.1.2008:

Le norme elencate nel seguito sono in generale da considerarsi superate dal D.M.14.1.2008; esse possono costituire tuttavia utili fonti di riferimento per la comprensione dello sviluppo dei metodi di calcolo adottati dalle NTC.

Sismica: Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20.3.2003: "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica", e successive modifiche e integrazioni:
Ordinanza P.C.M. n. 3316 del 2.10.2003 e Ordinanza P.C.M. n. 3431 del 3.5.2005

Sismica: D. P.C.M. del 21.10.2003: "Disposizioni attuative dell'art.2, commi 2, 3 e 4, dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20 marzo 2003".

Norme strutturali precedenti all'OPCM 3274 (per la Sismica) e al D.M. 14.9.2005:

Legge n.64 del 2.2.1974: "Provvedimenti per le costruzioni, con particolari prescrizioni per le zone sismiche."

Regione Autonoma Friuli Venezia Giulia - Legge Regionale n. 30 del 20.6.1977: "Documentazione tecnica per la progettazione e direzione delle opere di riparazione degli edifici - Documento Tecnico n. 2 - Raccomandazioni per la riparazione strutturale degli edifici in muratura."

Regione Umbria, Art.38 L.R. 1.7.1981, n.34: "Direttive tecniche ed esemplificazioni delle metodologie di intervento per la riparazione ed il consolidamento degli edifici danneggiati da eventi sismici."

D.M. 2.7.1981: "Normativa per le riparazioni ed il rafforzamento degli edifici danneggiati dal sisma nelle regioni Basilicata, Campania e Puglia."

Circolare Min.LL.PP. n.21745 del 30.7.1981: "Istruzioni relative alla normativa tecnica per la riparazione ed il rafforzamento degli edifici in muratura danneggiati dal sisma."

D.M. 16.1.1996: "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche."

Circolare Min.LL.PP. n.65 del 10.4.1997: "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16.1.1996."

Servizio Sismico Nazionale (S.S.N.) - Associazione Nazionale Italiana di Ingegneria Sismica (A.N.I.D.I.S.): "Commentario al D.M. 16.1.1996 ed alla Circ. n.65 del 10.4.1997 del Ministero LL.PP.", coord. F.Braga, 1998

D.G.R. Umbria n.5180 del 14.9.1998 e D.G.R. Marche n.2153 del 14.9.1998 in attuazione Legge 61/98: "Eventi sismici del 12 maggio, 26 settembre 1997 e successivi - Modalità e procedure per la concessione dei contributi previsti dall'art.4 della Legge 61/98 - Allegato B".

Provincia di Perugia, Servizio Sismico Nazionale: "Terremoto in Umbria e Marche del 1997. Criteri di calcolo per la progettazione degli interventi. Verifiche sismiche ed esempi per l'applicazione delle Direttive Tecniche D.G.R. Umbria 5180/98 e D.G.R. Marche 2153/98 in attuazione L.61/98", coord. A.De Sortis, G.Di Pasquale, U.Nasini, 1998.

Murature: D.M. 20.11.1987: "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento."

Circolare Min.LL.PP. n.30787 del 4.1.1989: "Istruzioni in merito alle norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento."

1.5 LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA

Non sono state effettuate prove materiche e sondaggi sulla muratura, quindi si è proceduto considerando un LC1, come indicato al §8.5.4 del D.M. 14 Gennaio 2008, considerando delle pareti esistenti in:

- mattoni semipieni e malta di calce/cementizia;

In rispetto della tabella in §C8A.1.1 della circolare applicativa del 2 Febbraio 2009, il Fattore di Confidenza utilizzato è 1.35.

Considerando un livello di conoscenza LC1, e facendo riferimento al §4.5.6.1 del D.M. 14 Gennaio 2008, si applicherà:

- un $\gamma_M = 2.7$, cioè si considera una muratura con elementi di categoria I (§11.10.1 del D.M. 14-01-08), malta a composizione prescritta e una classe di esecuzione 2.

1.6 AZIONI DI PROGETTO SULLA COSTRUZIONE

La struttura è stata calcolata per resistere ad azioni di progetto dirette (peso proprio, sovraccarichi permanenti, sovraccarichi accidentali) applicate staticamente in relazione alle prescrizioni normative e alle condizioni d'uso della costruzione. Di seguito sono riportate le analisi dei carichi applicati alla struttura nel modello. La valutazione dei parametri sismici è valutata a parte, nel paragrafo 2.8.1

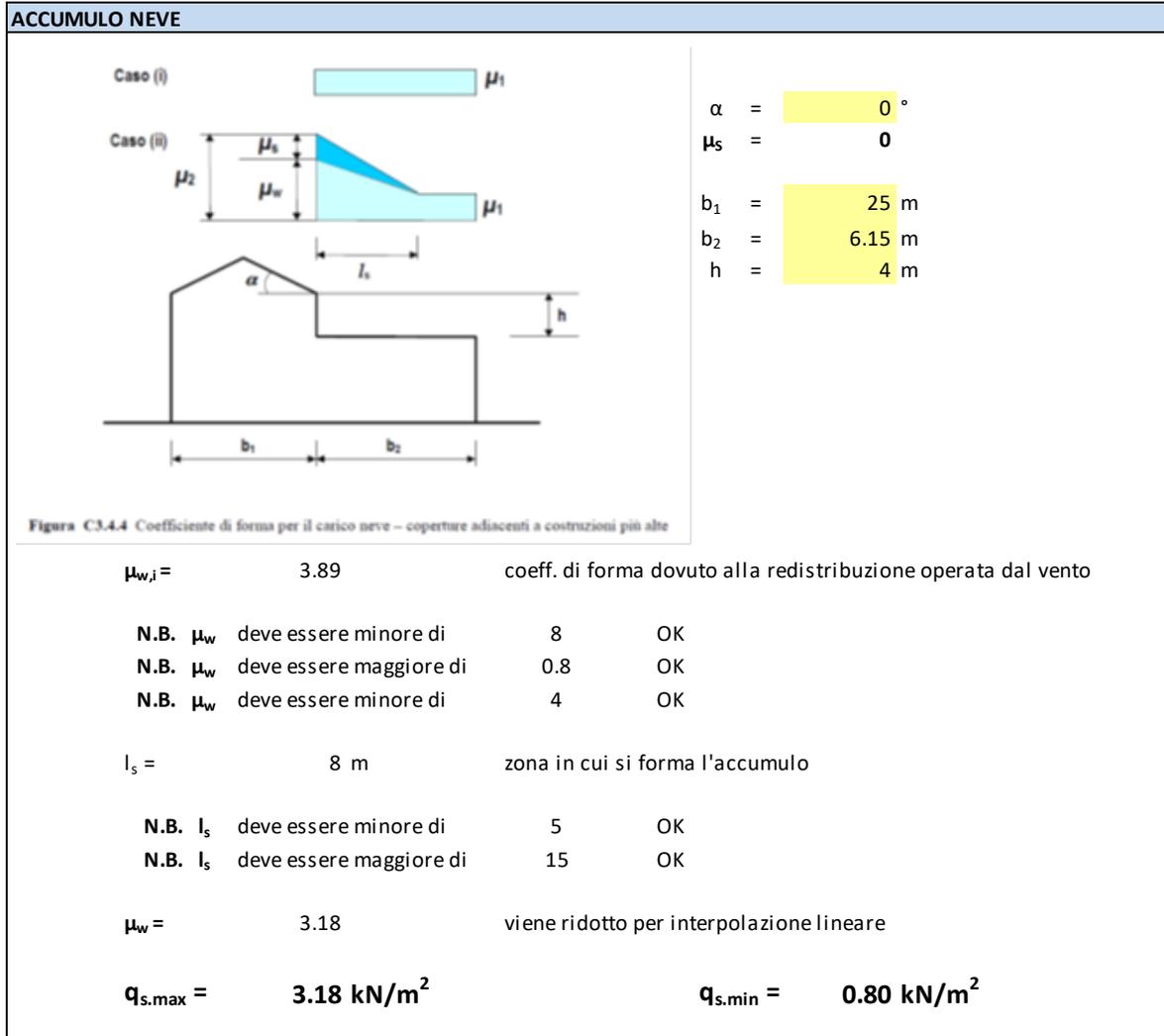
SOLAIO DI COPERTURA ZONA A - PALESTRA			
Descrizione della struttura portante:			
Solaio in laterocemento			
Analisi dei carichi			
1) Peso proprio:		3.00	[kN/m ²]
2) Peso proprio pianelle / assito:	<i>singolo tavolato</i>	0.00	[kN/m ²]
3) Peso proprio soletta in c.a.:			[kN/m ²]
Peso proprio del pacchetto strutturale:	$G_{k,1}$	=	3.00 [kN/m ²]
1) Sottofondo:		0.60	[kN/m ²]
2) Manto di copertura in coppi:		0.80	[kN/m ²]
3) Isolante		0.10	[kN/m ²]
4) Altri permanenti:		0.50	[kN/m ²]
Carichi non strutturali e portati:	$G_{k,2}$	=	2.00 [kN/m ²]
Carico variabile:			
Coperture - Neve - Rovigo	Q_k	=	0.80 [kN/m ²]

SOLAIO DI COPERTURA ZONA B - SPOGLIATOI			
Descrizione della struttura portante:			
Solaio in laterocemento			
Analisi dei carichi			
1) Peso proprio:		2.50	[kN/m ²]
Peso proprio del pacchetto strutturale:	$G_{k,1}$	=	2.50 [kN/m ²]
1) Sottofondo:		0.60	[kN/m ²]
2) Manto di copertura:			[kN/m ²]
3) Isolante		0.05	[kN/m ²]
4) Altri permanenti:		0.35	[kN/m ²]
Carichi non strutturali e portati:	$G_{k,2}$	=	1.00 [kN/m ²]
Carico variabile:			
Coperture - Neve - Rovigo	Q_k	=	0.80 [kN/m ²]

N.B. Il carico neve del solaio di copertura della zona B è stato incrementato tenendo conto della possibilità di accumulo data dalla parete verticale della palestra.

Si procede al calcolo dell'accumulo e si inserisce nel software il valore medio equivalente di una distribuzione uniforme piuttosto che trapezoidale.

Si precisa inoltre che tale carico, trattandosi di neve, non ha effetti sulla risposta sismica in quanto azione variabile non contemporanea con sisma, ma ha effetti solo ed esclusivamente sulle verifiche statiche.



1.7 MODELLI NUMERICI

1.7.1 METODOLOGIA DI MODELLAZIONE ED ANALISI

L'analisi strutturale è stata condotta con l'ausilio di codici di calcolo automatico agli elementi finiti verificando gli elementi mediante un'analisi sismica statica non lineare.

1.7.2 INFORMAZIONI SUL CODICE DI CALCOLO

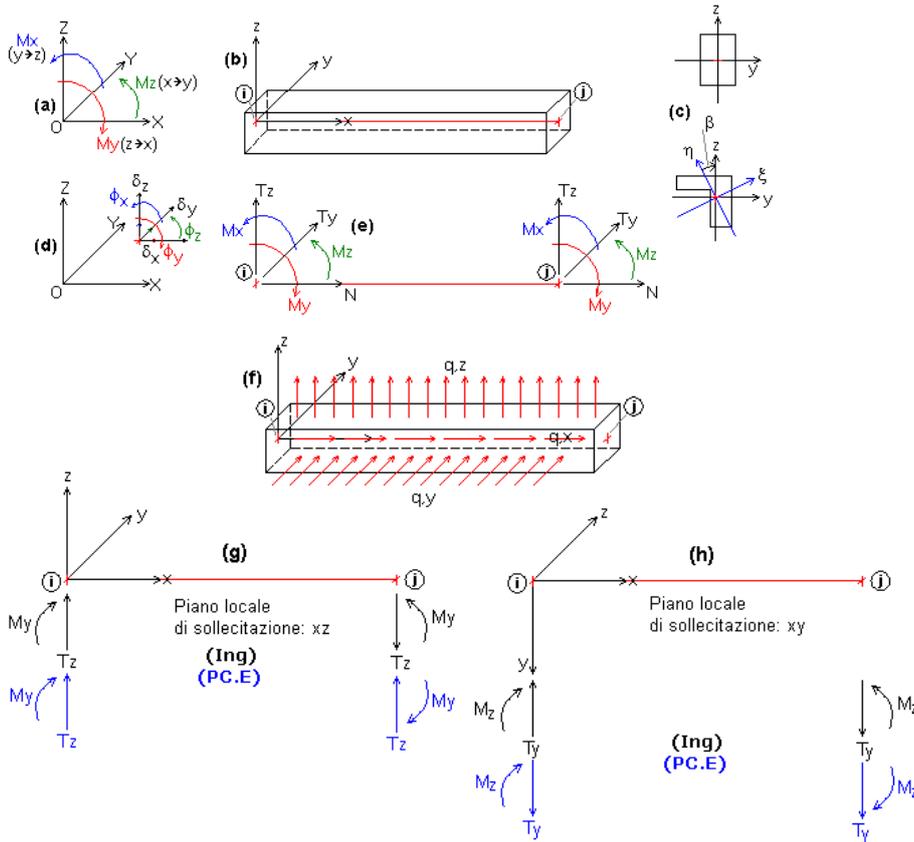
Aedes.PCM, Progettazione di Costruzioni in Muratura © 1997-2016 AEDES Software

Risoluzione ad elementi finiti di strutture composte da aste rettilinee comunque vincolate, inclinate e caricate nello spazio (3D), applicata alle costruzioni in muratura attraverso la modellazione a 'telaio equivalente', rappresentativo delle pareti murarie e degli elementi strutturali a loro collegati. Analisi: Modale, Statica lineare non sismica, Sismica: Statica, Dinamica modale, Statica non lineare (Pushover), in accordo con la Normativa vigente.

1.7.3 MODELLAZIONE DELLA GEOMETRIA E DELLE PROPRIETÀ MECCANICHE

CONVENZIONI SUI SEGNI

Convenzioni su: Sistemi di riferimento, Carichi, Sollecitazioni (forze e momenti), Spostamenti (traslazioni e rotazioni), Pareti in Muratura.



Sistemi di riferimento utilizzati da PCM.

- **Sistema di riferimento globale X Y Z**, con origine in O (punto di coordinate nulle). E' una terna destrorsa, rappresentata in fig. (a). Il piano XY è orizzontale; i piani XZ e YZ sono verticali.
- **Sistema di riferimento locale x y z** per le aste: è una terna cartesiana destrorsa così definita: - origine nel nodo iniziale *i* dell'asta; - asse x coincidente con l'asse dell'asta e con verso dal nodo iniziale *i* al nodo finale *j*. La terna locale xyz si può immaginare derivante dalla globale XYZ dopo una serie di trasformazioni:
 - una rotazione intorno all'asse Z che porti l'asse X a coincidere con la proiezione dell'asta sul piano orizzontale;
 - una traslazione lungo il nuovo asse X così definito in modo da portare l'origine a coincidere con la proiezione del nodo iniziale dell'asta sul piano orizzontale;
 - una traslazione lungo l'asse Z che porti l'origine a coincidere con il nodo iniziale dell'asta;
 - una rotazione intorno all'asse Y così definito che porti l'asse X a coincidere con l'asse dell'asta;
 - una rotazione intorno all'asse X così definito pari all'Angolo di Rotazione dell'asta, definito nei Dati Aste.
- In pratica, con riferimento alla tipologia degli edifici (elementi orizzontali = travi, elementi verticali = pilastri):
 - le travi con Angolo di Rotazione nullo hanno sempre l'asse z rivolto verso l'alto e l'asse y nel piano del solaio (piano orizzontale);
 - i pilastri con Angolo di Rotazione nullo hanno l'asse y parallelo all'asse Y globale e l'asse z parallelo ma controverso all'asse X globale.
- In fig. (b) è rappresentato il caso di una trave appartenente ad un telaio orientato secondo X (posto cioè nel piano XZ): l'asse x è l'asse baricentrico dell'asta, con verso congiungente il nodo iniziale *i* con il nodo finale *j*, l'asse z è verticale, e l'asse y è parallelo all'asse Y globale (per l'osservatore: entrante nel piano xz).
- **Sistema di riferimento locale principale x xi eta**, che a causa di alcune tipologie di sezione non simmetriche o di rotazioni delle aste (per esempio, per pilastri aventi sezione rettangolare ma obliqui in pianta), può non coincidere con x y z : fig. (c). In tal caso, l'angolo beta rappresenta la rotazione degli assi principali per fare in modo che il riferimento locale principale x xi eta si sovrapponga al riferimento locale x y z (parallelo alla terna globale nel caso delle travi). L'angolo è positivo se orario, visto dall'asta (osservatore che da +x guarda il nodo iniziale *i*). Le caratteristiche di sollecitazione sono calcolate nel sistema di riferimento locale principale (in generale, quindi, il momento My è da intendersi come Mxi, mentre Mz come Mxi). Gli assi principali vengono definiti in modo tale che siano sovrapponibili per rotazione agli assi yz.
- In PCM, per semplicità, gli assi locali yz sono considerati coincidenti con gli assi principali xi eta. Definendo ad esempio un pilastro con sezione a L e angolo beta nullo, in pianta la sua sezione risulterà 'ruotata' rispetto ad assi di riferimento globali XY paralleli all'anima e all'ala della sezione a L; per riportare la sezione in posizione parallela agli assi globali è sufficiente ruotare l'asta cui appartiene di un angolo beta pari all'angolo principale (mostrato nei Dati Sezioni).

1.7.3.1 DESCRIZIONE NODI

(Nella tabella Dati Nodi, alcuni dati che per il Progetto corrente non risultano significativi possono essere omissi)

N°: numero progressivo del nodo

Nome: stringa descrittiva del nodo

X,Y,Z: coordinate del nodo

Piano: piano (o impalcato) a cui il nodo appartiene. Nodi appartenenti all'impalcato 0 sono i nodi di fondazione.

Vinc. est. (1=lib., 0=blocc.): vincolamento esterno del nodo. Si devono tenere presenti le seguenti specifiche:

0 = indica movimento bloccato (=grado di libertà inattivo o nullo)

1 = indica movimento libero (=grado di libertà attivo)

(convenzione contraria rispetto a quella utilizzata nel codice SAP).

La sequenza dei 6 valori è: u - v - w - phi,X - phi,Y - phi,Z, con riferimento al sistema di assi globale X Y Z.

u = spostamento lungo X, **v** = spostamento lungo Y, **w** = spostamento lungo Z
phi,X = rotazione intorno all'asse X, **phi,Y** = rotazione intorno all'asse Y, **phi,Z** = rotazione intorno all'asse Z

Alcuni tipi di vincoli esterni notevoli sono i seguenti:

Incastro: 000000

Per telai 3D:

Nodo libero: 111111 (tali sono i nodi interni della struttura, non esternamente vincolati)

Cerniera sferica: 000111 (libere le tre rotazioni, ma non gli spostamenti)

Nodo slave nell'impalcato orizzontale: 001110

Nodo master nell'impalcato orizzontale: 110001

Per telai 2D, posti nel piano XZ:

Nodo libero: 101010 (liberi: u, w, phi,y) (tali sono i nodi interni della struttura, non esternamente vincolati)

Cerniera: 000010 (unico movimento libero: rotazione phi,y)

Carrello lungo X: 100010 (movimenti liberi: u, phi,y)

Carrello lungo Z: 001010 (liberi: w, phi,y)

Incastro scorrevole lungo X: 100000 (libero solo u)

Incastro scorrevole lungo Z: 001000 (libero solo w)

Nodo master: se il nodo *i* è riferito al nodo Master *j*, lo spostamento di *i* è rigidamente collegato allo spostamento di *j*; in altri termini, *i* è un nodo dipendente (slave). Le componenti di spostamento rigidamente dipendenti dal nodo master sono quelle che nel nodo *i* risultano bloccate (0) e corrispondentemente nel nodo *j* risultano libere (1).

La relazione master-slave viene utilizzata nel caso di analisi 3D con impalcati rigidi nel proprio piano sotto l'azione di forze orizzontali e momenti torcenti agenti a livello degli impalcati stessi (tali sono le analisi sismiche). Il nodo master, specificato nei Dati Piani, coincide con il baricentro di piano; la sua posizione è determinata dal baricentro delle masse che insistono nei nodi ad esso riferiti: è infatti possibile che in un dato piano alcuni nodi siano sede di massa indipendente e quindi non siano riferiti al nodo master.

Per un telaio spaziale con impalcati orizzontali infinitamente rigidi, i nodi slave sono nodi con bloccati i movimenti u (spostamento lungo X), v (spostamento lungo Y) e phi,z (rotazione attorno a Z):

001110

mentre i nodi master (uno per impalcato, generalmente baricentrico) sono del tipo:

110001

I nodi slave conservano gradi di libertà per movimenti verticali (lungo Z) e per le rotazioni phi,X e phi,Y.

Per nodi non riferiti a nodi master, la specifica di 'Nodo master' è 0, e così pure per i nodi master stessi.

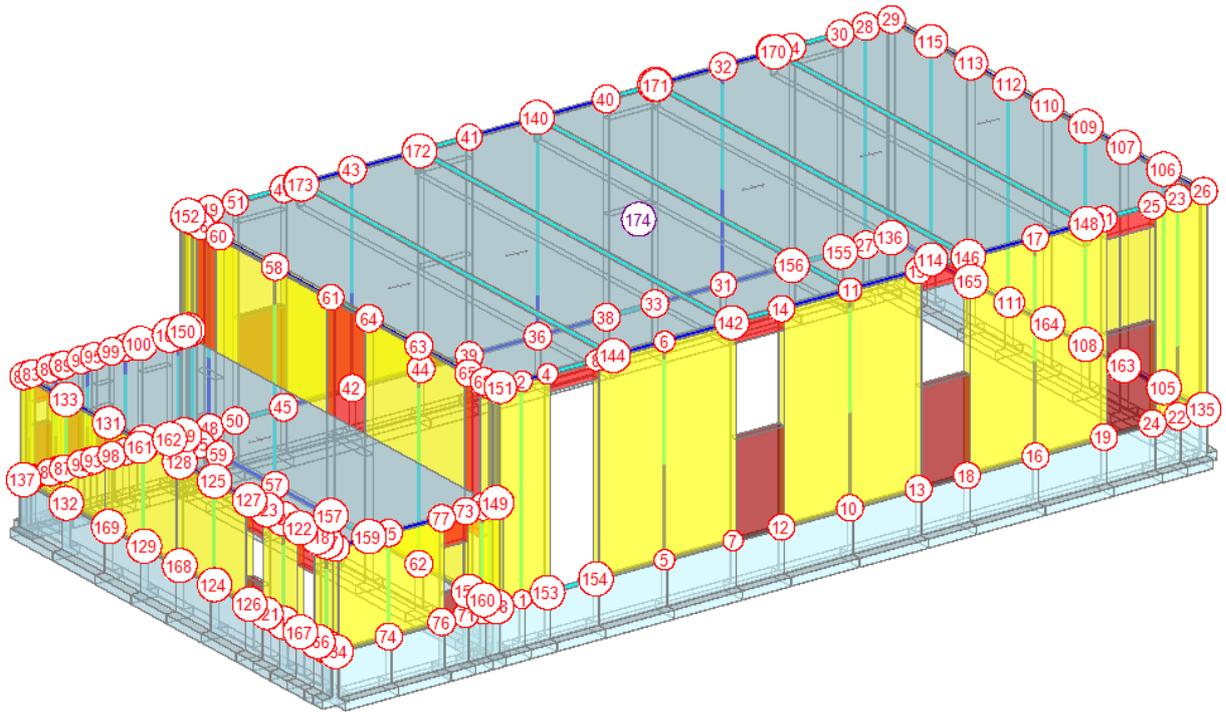
Vinc.elast. Ku, Kv, Kw, KphiX, KphiY, KphiZ: vincoli elastici. Essi devono corrispondere a componenti di spostamento libere, altrimenti vengono ignorati. I vincoli elastici sono rappresentati dalle rigidezze delle 'molle': spostamenti lineari (traslazioni) in kN/m, e rotazioni (molle di torsione) in kN m/rad

Dati NODI

Nome	X	Y	Z	Piano	Vinc.est.	u	v	w	phiX	phiY	phiZ	Nodo
	(m)	(m)	(m)		(1=lib.,0=blocc.)	(sX)	(sX)	(sX)				master
1.	6.925	0.000	0.000	0	001110			X	X	X		0
2.	6.925	0.000	7.250	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
3.	5.975	0.000	7.250	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
4.	7.875	0.000	7.250	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
5.	12.225	0.000	0.000	0	001110			X	X	X		0
6.	12.225	0.000	7.250	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
7.	14.775	0.000	0.000	0	001110			X	X	X		0
8.	9.675	0.000	7.250	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
9.	14.775	0.000	7.250	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
10.	19.125	0.000	0.000	0	001110			X	X	X		0
11.	19.125	0.000	7.250	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
12.	16.575	0.000	0.000	0	001110			X	X	X		0
13.	21.675	0.000	0.000	0	001110			X	X	X		0
14.	16.575	0.000	7.250	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
15.	21.675	0.000	7.250	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
16.	26.025	0.000	0.000	0	001110			X	X	X		0
17.	26.025	0.000	7.250	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
18.	23.475	0.000	0.000	0	001110			X	X	X		0
19.	28.575	0.000	0.000	0	001110			X	X	X		0
20.	23.475	0.000	7.250	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
21.	28.575	0.000	7.250	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
22.	31.325	0.000	0.000	0	001110			X	X	X		0
23.	31.325	0.000	7.250	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
24.	30.376	0.000	0.000	0	001110			X	X	X		0
25.	30.376	0.000	7.250	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
26.	32.275	0.000	7.250	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
27.	31.325	16.300	0.000	0	001110			X	X	X		0
28.	31.325	16.300	7.250	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
29.	32.275	16.300	7.250	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
30.	30.375	16.300	7.250	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
31.	26.025	16.300	0.000	0	001110			X	X	X		0
32.	26.025	16.300	7.250	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
33.	23.475	16.300	0.000	0	001110			X	X	X		0
34.	28.575	16.300	7.250	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
35.	23.475	16.300	7.250	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
36.	19.125	16.300	0.000	0	001110			X	X	X		0
37.	19.125	16.300	7.250	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
38.	21.675	16.300	0.000	0	001110			X	X	X		0
39.	16.575	16.300	0.000	0	001110			X	X	X		0
40.	21.675	16.300	7.250	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
41.	16.575	16.300	7.250	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
42.	12.225	16.300	0.000	0	001110			X	X	X		0
43.	12.225	16.300	7.250	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
44.	14.775	16.300	0.000	0	001110			X	X	X		0
45.	9.675	16.300	0.000	0	001110			X	X	X		0
46.	14.775	16.300	7.250	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
47.	9.675	16.300	7.250	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
48.	6.925	16.300	0.000	0	001110			X	X	X		0
49.	6.925	16.300	7.250	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
50.	7.875	16.300	0.000	0	001110			X	X	X		0
51.	7.875	16.300	7.250	1	111111	X	X	X	X	X	X	0

152.	5.975	16.300	7.250	1	111111		X		X		X		X		X		X		X		X		0
153.	5.975	15.876	0.000	0	001110					X		X		X		X		X		X		0	
154.	5.975	15.876	7.250	1	111111		X		X		X		X		X		X		X		X		0
155.	5.975	15.452	0.000	0	001110					X		X		X		X		X		X		0	
156.	5.975	15.452	7.250	1	111111		X		X		X		X		X		X		X		X		0
157.	5.975	11.551	0.000	0	001110					X		X		X		X		X		X		0	
158.	5.975	11.551	7.250	1	111111		X		X		X		X		X		X		X		X		0
159.	5.975	14.452	0.000	0	001110					X		X		X		X		X		X		0	
160.	5.975	14.452	7.250	1	111111		X		X		X		X		X		X		X		X		0
161.	5.975	8.650	7.250	1	111111		X		X		X		X		X		X		X		X		0
162.	5.975	4.050	0.000	0	001110					X		X		X		X		X		X		0	
163.	5.975	4.050	7.250	1	111111		X		X		X		X		X		X		X		X		0
164.	5.975	6.650	7.250	1	111111		X		X		X		X		X		X		X		X		0
165.	5.975	1.450	7.250	1	111111		X		X		X		X		X		X		X		X		0
166.	5.975	0.325	0.000	0	001110					X		X		X		X		X		X		0	
167.	5.975	0.325	7.250	1	111111		X		X		X		X		X		X		X		X		0
168.	5.975	0.650	7.250	1	111111		X		X		X		X		X		X		X		X		0
169.	5.481	0.000	0.000	0	001110					X		X		X		X		X		X		0	
170.	5.481	0.000	3.450	1	111111		X		X		X		X		X		X		X		X		0
171.	4.837	0.000	0.000	0	001110					X		X		X		X		X		X		0	
172.	6.125	0.000	3.450	1	111111		X		X		X		X		X		X		X		X		0
173.	4.837	0.000	3.450	1	111111		X		X		X		X		X		X		X		X		0
174.	1.968	0.000	0.000	0	001110					X		X		X		X		X		X		0	
175.	1.968	0.000	3.450	1	111111		X		X		X		X		X		X		X		X		0
176.	3.937	0.000	0.000	0	001110					X		X		X		X		X		X		0	
177.	3.937	0.000	3.450	1	111111		X		X		X		X		X		X		X		X		0
178.	0.000	0.000	3.450	1	111111		X		X		X		X		X		X		X		X		0
179.	0.162	16.300	0.000	0	001110					X		X		X		X		X		X		0	
180.	0.162	16.300	3.450	1	111111		X		X		X		X		X		X		X		X		0
181.	0.325	16.300	0.000	0	001110					X		X		X		X		X		X		0	
182.	0.000	16.300	3.450	1	111111		X		X		X		X		X		X		X		X		0
183.	0.325	16.300	3.450	1	111111		X		X		X		X		X		X		X		X		0
184.	1.225	16.300	0.000	0	001110					X		X		X		X		X		X		0	
185.	1.225	16.300	3.450	1	111111		X		X		X		X		X		X		X		X		0
186.	0.975	16.300	0.000	0	001110					X		X		X		X		X		X		0	
187.	1.475	16.300	0.000	0	001110					X		X		X		X		X		X		0	
188.	0.975	16.300	3.450	1	111111		X		X		X		X		X		X		X		X		0
189.	1.475	16.300	3.450	1	111111		X		X		X		X		X		X		X		X		0
190.	2.375	16.300	0.000	0	001110					X		X		X		X		X		X		0	
191.	2.375	16.300	3.450	1	111111		X		X		X		X		X		X		X		X		0
192.	2.125	16.300	0.000	0	001110					X		X		X		X		X		X		0	
193.	2.625	16.300	0.000	0	001110					X		X		X		X		X		X		0	
194.	2.125	16.300	3.450	1	111111		X		X		X		X		X		X		X		X		0
195.	2.625	16.300	3.450	1	111111		X		X		X		X		X		X		X		X		0
196.	3.802	16.300	0.000	0	001110					X		X		X		X		X		X		0	
197.	3.802	16.300	3.450	1	111111		X		X		X		X		X		X		X		X		0
198.	3.275	16.300	0.000	0	001110					X		X		X		X		X		X		0	
199.	3.275	16.300	3.450	1	111111		X		X		X		X		X		X		X		X		0
100.	4.330	16.300	3.450	1	111111		X		X		X		X		X		X		X		X		0
101.	5.777	16.300	0.000	0	001110					X		X		X		X		X		X		0	
102.	5.777	16.300	3.450	1	111111		X		X		X		X		X		X		X		X		0
103.	5.430	16.300	3.450	1	111111		X		X		X		X		X		X		X		X		0
104.	6.125	16.300	3.450	1	111111		X		X		X		X		X		X		X		X		0
105.	32.275	2.075	0.000	0	001110					X		X		X		X		X		X		0	
106.	32.275	2.075	7.250	1	111111		X		X		X		X		X		X		X		X		0
107.	32.275	4.150	7.250	1	111111		X		X		X		X		X		X		X		X		0
108.	32.275	6.150	0.000	0	001110					X		X		X		X		X		X		0	
109.	32.275	6.150	7.250	1	111111		X		X		X		X		X		X		X		X		0
110.	32.275	8.150	7.250	1	111111		X		X		X		X		X		X		X		X		0
111.	32.275	10.150	0.000	0	001110					X		X		X		X		X		X		0	
112.	32.275	10.150	7.250	1	111111		X		X		X		X		X		X		X		X		0
113.	32.275	12.150	7.250	1	111111		X		X		X		X		X		X		X		X		0
114.	32.275	14.225	0.000	0	001110					X		X		X		X		X		X		0	
115.	32.275	14.225	7.250	1	111111		X		X		X		X		X		X		X		X		0
116.	0.000	0.475	0.000	0	001110					X		X		X		X		X		X		0	
117.	0.000	0.475	3.450	1	111111		X		X		X		X		X		X		X		X		0
118.	0.000	0.950	3.450	1	111111		X		X		X		X		X		X		X		X		0
119.	0.000	2.729	0.000	0	001110					X		X		X		X		X		X		0	
120.	0.000	2.729	3.450	1	111111		X		X		X		X		X		X		X		X		0
121.	0.000	3.608	0.000	0	001110					X		X		X		X		X		X		0	
122.	0.000	1.850	3.450	1	111111		X		X		X		X		X		X		X		X		0
123.	0.000	3.608	3.450	1	111111		X		X		X		X		X		X		X		X		0
124.	0.000	6.329	0.000	0	001110					X		X		X		X		X		X		0	
125.	0.000	6.329	3.450	1	111111		X		X		X		X		X		X		X		X		0
126.	0.000	4.508	0.000	0	001110					X		X		X		X		X		X		0	
127.	0.000	4.508	3.450	1	111111		X		X		X		X		X		X		X		X		0
128.	0.000	8.150	3.450	1	111111		X		X		X		X		X		X		X		X		0
129.	0.000	10.004	0.000	0	001110					X		X		X		X		X		X		0	
130.	0.000	10.004	3.450	1	111111		X		X		X		X		X		X		X		X		0
131.	0.000	11.859	3.450	1	111111		X		X		X		X		X		X		X		X		0
132.	0.000	14.079	0.000	0	001110					X		X		X		X		X		X		0	
133.	0.000	14.079	3.450	1	111111		X		X		X		X		X		X		X		X		0
134.	0.000	0.000	0.000	0	001110					X		X		X									

159.	5.975	6.650	0.000	0	001110				X	X	X			0
160.	5.975	0.650	0.000	0	001110				X	X	X			0
161.	4.330	16.300	0.000	0	001110				X	X	X			0
162.	5.430	16.300	0.000	0	001110				X	X	X			0
163.	132.275	4.150	0.000	0	001110				X	X	X			0
164.	132.275	8.150	0.000	0	001110				X	X	X			0
165.	132.275	12.150	0.000	0	001110				X	X	X			0
166.	0.000	0.950	0.000	0	001110				X	X	X			0
167.	0.000	1.850	0.000	0	001110				X	X	X			0
168.	0.000	8.150	0.000	0	001110				X	X	X			0
169.	0.000	11.859	0.000	0	001110				X	X	X			0
170.	127.925	16.300	7.250	1	111111		X	X	X	X	X	X	X	0
171.	123.525	16.300	7.250	1	111111		X	X	X	X	X	X	X	0
172.	114.725	16.300	7.250	1	111111		X	X	X	X	X	X	X	0
173.	110.325	16.300	7.250	1	111111		X	X	X	X	X	X	X	0
G.1.	117.070	8.145	7.250	1	inc									0



1.7.3.2 DESCRIZIONE ELEMENTI RESISTENTI

(Nella tabella Dati Aste, alcuni dati che per il Progetto corrente non risultano significativi possono essere omissi)

N°: numero progressivo dell'asta

Verif.: X indica che l'asta viene sottoposta a verifiche di resistenza

Nome (Tipol.): stringa descrittiva dell'asta. Nell'analisi di strutture in muratura, la stringa viene utilizzata per l'identificazione della tipologia dell'asta, adottando la seguente convenzione:

M = maschio murario (parete in muratura ordinaria): M.i.j indica il Maschio i del piano j

C = parete o pilastro in c.a.: C.i.j indica la parete i del piano j

T = trave. T.i.j indica la trave i del piano j

H = pilastro in acciaio

S = striscia muraria (fascia di piano superiore, cioè di soprafinestra). S.i.j indica la striscia i del piano j

A = parete in muratura armata; A.i.j: parete i del piano j

F = sottofinestra (fascia di piano inferiore). F.i.j indica il sottofinestra i del piano j

Z = elemento di fondazione

K = collegamenti rigidi

Telaio (Allin.): indica il paramento murario cui l'asta appartiene

Sigla (Assemblaggio): stringa alfanumerica utilizzata per l'eventuale assemblaggio della rigidezza flessionale EJ per maschi contigui

Nodo i, j: numeri identificativi del nodo iniziale (i) e del nodo finale (j)

Vinc. i, j: vincolamento interno dell'asta, rispettivamente al nodo iniziale ed al nodo finale, con riferimento al sistema di assi locali xyz.

Il vincolamento interno 000000 è indicato anche con *incastro*. Alcuni casi notevoli sono i seguenti:

Asta con nodi di continuità (travi e pilastri di telai a nodi continui) [beam]: 000000, 000000

Un'asta il cui nodo iniziale corrisponde ad un vincolo esterno a cerniera può innestarsi in tale nodo con il vincolo continuo 000000, in quanto è la cerniera stessa esterna che determinerà in tale nodo il momento nullo.

Asta incernierata [truss] 2D nel piano XZ: 000010 - 000010

La sequenza dei 6 valori è: u - v - w - phi,x - phi,y - phi,z, con riferimento al sistema di assi locale x y z.

Il valore 1 indica che lo spostamento è libero (in questo caso, la rotazione agli estremi dell'elemento biella).

Asta incernierata [truss] 3D: 000111 - 000011

non si possono usare cerniere sferiche ad entrambi gli estremi dell'asta, perché la si rende labile rotazionalmente attorno all'asse x.

Asta incastro - cerniera (2D): 000000 - 000010

Asta cerniera - incastro (2D): 000010 - 000000

G. Inc. ixy, jxy, ixz, jxz: gradi di incastro: i',xy (phi,z in i') - j',xy (phi,z in j') - i',xz (phi,z in i') - j',xz (phi,y in j'): consentono la definizione di vincoli di semincastro interno agli estremi della luce deformabile dell'asta, fornendo un valore compreso fra 0 (componente rotazionale svincolata) e 1 (incastro interno). I gradi di incastro possono essere utilizzati nella risoluzione di schemi sottoposti ad analisi lineare; nell'ambito dell'analisi non lineare, essi consentono la rappresentazione della degradazione della rigidezza alla rotazione di aste che hanno raggiunto la plasticizzazione a pressoflessione ma ancora reagenti (cioè non ancora collassate).

N° Sez.: numero identificativo della sezione dell'asta, le cui caratteristiche sono descritte nei Dati Sezioni (le dimensioni B e H per la tipologia di sezione rettangolare, quadrata, circolare o circolare cava possono essere indicate nella tabella dati Aste a lato di N° Sez)

Ang. rot.: angolo in gradi che rappresenta la rotazione degli assi principali per fare in modo che il riferimento locale principale si sovrapponga al riferimento locale (parallelo alla terna globale nel caso delle travi). L'angolo è positivo se orario, visto dall'asta (osservatore che da +x guarda il nodo iniziale i). Per maggiori dettagli, consultare le figure allegata nella descrizione delle Convenzioni sui sistemi di riferimento

Scost. zi, zj: distanza di scostamento verticale del baricentro della sezione dall'asse locale z ai nodi i e j

K Wink.: coefficiente di sottofondo di Winkler per il calcolo della trave su suolo elastico. Il valore 0 indica travi libere (non su suolo elastico)

App. su terr.: interfaccia struttura / terreno, ossia suola o larghezza di appoggio. Può essere direttamente la base della trave di fondazione, ma anche la larghezza del magrone. Questo parametro acquista significato solo in caso di trave su suolo elastico

q,lim: capacità limite del terreno in corrispondenza della trave di fondazione. Questo parametro viene utilizzato per le verifiche di capacità portante del terreno (stato limite GEO), eseguite con Approccio 2 (§6.4.2.1), statiche e sismiche

% K elast. (rig.fess.): percentuale di rigidezza elastica da utilizzare nel calcolo della struttura. Frequentemente questo valore è pari al 100%, ma in alcuni casi può essere richiesto un valore inferiore. Ad esempio, nell'analisi sismica di edifici in muratura può essere necessario fare riferimento a rigidezze fessurate (§7.8.1.5.2), spesso assunte pari alla metà di quelle elastiche (e quindi: %K elast = 50%). Ad eventuali elementi in altra tecnologia (c.a.) presenti nell'edificio murario (struttura mista) che siano considerati collaboranti ma sempre in regime elastico (rispetto alla muratura che invece determina il raggiungimento degli stati limite), può essere attribuita la rigidezza fessurata anche in analisi non lineare

Lungh.: lunghezza dell'asta (coincidente con la distanza fra i nodi i e j)

Rigidità i xy, j xy, i xz, j xz: lunghezza tratti estremi rigidi, iniziale (al nodo i) e finale (al nodo j); i tratti rigidi possono essere diversi nei due piani di flessione xy e xz. Questa distinzione è particolarmente utile nel calcolo di edifici in muratura, dove le zone rigide per flessione complanare sono generalmente diverse da quelle per flessione ortogonale al piano della parete.

Lungh. def. xy, xz: lunghezza di deformazione dell'asta, dipendente dalla lunghezza dell'asta e delle sue zone rigide

Inf.rig.: X indica che l'asta è considerata infinitamente rigida

Prec.or.,vert.: tensione di precompressione orizzontale e verticale, utilizzata per aste in muratura (maschi murari)

N° Mat.: numero identificativo del materiale dell'asta, le cui caratteristiche sono descritte nei Dati Materiali

Mur. nuova: X indica che l'asta è costituita da materiale murario nuovo

Rinforzi a taglio: X indica che la parete è rinforzata con armatura orizzontale a taglio. I parametri di rinforzo sono definiti nei Parametri di Calcolo e nei Dati Materiali in corrispondenza del materiale costituente la parete. La muratura rinforzata deve necessariamente essere muratura nuova

Malta buona, Giunti sottili, Ricorsi, Connessione (trasversale), Nucleo scadente, Iniezioni, Intonaco armato: caratteristiche di materiale murario esistente che determinano fattori correttivi per i parametri meccanici e di resistenza (§C8A.2, Tab.C8A.2.2)

PressoFl.Compl., Taglio Scorr., Taglio Fess.Diag., Sf.Norm. Traz., PressoFl.Ortog.: X indica che l'elemento murario è sottoposto alla corrispondente verifica

Drift PressoFl.,Taglio: specifica il massimo drift di piano (= deformazione angolare = spostamento / altezza deformabile) a pressoflessione e a taglio complanari. I valori di riferimento proposti da NTC08 sono i seguenti: per muratura nuova ordinaria: press. 0.8%H, taglio 0.4%H; per muratura nuova armata: press. 1.2%H, taglio 0.6%H; per muratura esistente: press. 0.6%H, taglio 0.4%H. Per H si intende l'altezza deformabile complanare alla parete

Inter.irrigid.: distanza fra muri trasversali per la specchiatura entro cui si trova confinata la parete. Questo parametro ha effetto nelle verifiche sismiche a pressoflessione ortogonale secondo le azioni convenzionali (§7.2.3) e nelle verifiche statiche con il metodo dell'articolazione (§4.5.6.2). In tali verifiche, la parete viene considerata appoggiata agli estremi della luce deformabile nel piano

ortogonale. Se l'interasse di irrigidimento 'a' è >0, viene considerato un comportamento a piastra (parete ben ammortata nei muri trasversali). Se a=B, con B=base (dimensione complanare) della parete, ciò equivale a considerare che la parete sia vincolata esattamente ai suoi bordi laterali; se a>B, la parete appartiene ad una specchiatura più ampia definita dai muri trasversali. a=0 equivale a considerare un comportamento a trave, con parete libera quindi da vincoli laterali

Arm.: Asxy(mm²), cxy(mm), Asxz, cxz: armatura per pareti o fasce dotati di barre in acciaio o elementi resistenti a trazione. Per elementi verticali (pareti e pilastri, in muratura e in c.a.) l'armatura Asxy si riferisce al piano di sollecitazione locale xy, e Asxz al piano locale xz; tali armature sono simmetriche. Per elementi orizzontali (fasce murarie, travi), Asxy indica l'armatura in estradosso e Asxz l'armatura in intradosso: la verifica di resistenza viene infatti eseguita solo nel piano complanare locale xz, e prevede la possibilità di un'armatura non simmetrica (ad es. fasce murarie con elemento resistente a trazione solo in estradosso - tipo cordolo in c.a. - o solo in intradosso - architrave che delimita l'apertura sottostante). Per elementi verticali o orizzontali consolidati con sistema CAM l'armatura (nastri che fasciano la muratura) viene espressa non con Asxy,Asxz ma attraverso gli specifici parametri. Nel caso di parete in muratura confinata (con sezione di pilastro non nulla), il copriferro indica la distanza rispetto al bordo esterno del baricentro della sezione del pilastro

Sez. Pilastro: il parametro è dedicato alla muratura confinata. Se la sezione del pilastro è specificata, questa si riferisce all'elemento in c.a. posto al bordo della parete. Nel caso dei pilastri di pareti confinate, i dati Asxy,cxy, Asxz,cxz si riferiscono all'armatura dei pilastri ed il copriferro è considerato pari alla distanza rispetto al bordo esterno del baricentro della sezione del pilastro. Dal copriferro e dalla sezione del pilastro si ricava quindi automaticamente la lunghezza della muratura confinata, cioè la parte di muratura che resta compresa fra i pilastri estremi (ad es. per applicare la formula specifica di resistenza al taglio)

Rinforzi CAM: X indica che l'elemento, in muratura ordinaria (e quindi di tipologia M, S o F), è consolidato con sistema CAM

- **passo vert.-orizz. (mm), n°avvolg. vert.-orizz., fp vert.-orizz. (N/mm²), Quinconce:** parametri descrittivi dell'intervento dei consolidamenti con sistema CAM previsto per la corrispondente parete o fascia muraria

C.a.: Aswxy, xz(mm²), s(mm) : per gli elementi in cemento armato, aventi tipologia: C, R (elementi verticali) o T, Z (elementi orizzontali in elevazione: T o in fondazione: Z), Asw indica l'armatura delle staffe nei due piani di flessione xy e xz (per gli elementi orizzontali, la verifica a taglio riguarda solo il piano xz); s indica il passo delle staffe. L'armatura a taglio si intende riferita alle zone di estremità dell'elemento, cioè nelle sezioni iniziale e finale della luce deformabile; non è prevista la possibilità di specificare armature distinte per la zona iniziale e per la zona finale, pertanto si considererà - fra le due sezioni - la staffatura minore

DATI GEOMETRICI ELEMENTI IN MURATURA

Edificio Esistente

Coefficiente parziale di sicurezza dei materiali γ_M: in analisi sismica [S7.8.1.1] = 2.00

- SLD in analisi sismica [S7.8.1.1, S7.3.7.1, S4.5.9] = 1.00

- SLU in analisi statica [S4.5.6.1] = 2.70

Livello di Conoscenza: LC1

Per muratura esistente: Fattore di confidenza = 1.35

N.	p.no	M/A	S/F	Piano Complanare (m)				Piano Ortogonale (m)				Xg (m)	Yg (m)	N°	
				lung.	alt.	h/l	l/h	spess.	alt.	ho=	ho/t				
				l(base)	H	def.h		t	def.h	r*h					
1	1	X		1.90	7.25	7.00	3.684	0.271	0.30	7.25	7.25	24.167	6.925	-0.000	3
4	1	X		5.10	7.25	3.50	0.686	1.457	0.30	7.25	7.25	24.167	12.225	0.000	3
6	1	X		5.10	7.25	3.50	0.686	1.457	0.30	7.25	7.25	24.167	19.125	0.000	3
11	1	X		5.10	7.25	3.50	0.686	1.457	0.30	7.25	7.25	24.167	26.025	0.000	3
14	1	X		1.90	7.25	4.60	2.424	0.413	0.30	7.25	7.25	24.167	31.325	0.000	3
18	1		X	0.55	1.80	1.80	3.273	0.306	0.30						3
19	0		X	3.40	1.80	1.80	0.529	1.889	0.30						3
20	1		X	0.65	1.80	1.80	2.769	0.361	0.30						3
21	0		X	3.40	1.80	1.80	0.529	1.889	0.30						3
22	1		X	0.65	1.80	1.80	2.769	0.361	0.30						3
23	0		X	3.40	1.80	1.80	0.530	1.888	0.30						3
24	1		X	0.65	1.80	1.80	2.771	0.361	0.30						3
25	1	X		1.90	7.25	7.00	3.684	0.271	0.30	7.25	7.25	24.167	31.325	16.300	3
28	1	X		5.10	7.25	3.50	0.686	1.457	0.30	7.25	7.25	24.167	26.025	16.300	3
30	1	X		5.10	7.25	5.35	1.049	0.953	0.30	7.25	7.25	24.167	19.125	16.300	3
35	1	X		5.10	7.25	3.50	0.686	1.457	0.30	7.25	7.25	24.167	12.225	16.300	3
38	1	X		1.90	7.25	4.60	2.423	0.413	0.30	7.25	7.25	24.167	6.925	16.300	3
42	1		X	0.55	1.80	1.80	3.273	0.306	0.30						3
43	0		X	3.40	1.80	1.80	0.529	1.889	0.30						3
44	1		X	0.65	1.80	1.80	2.769	0.361	0.30						3
45	0		X	3.40	1.80	1.80	0.529	1.889	0.30						3
46	1		X	0.65	1.80	1.80	2.769	0.361	0.30						3
47	0		X	3.40	1.80	1.80	0.529	1.889	0.30						3
48	1		X	0.65	1.80	1.80	2.769	0.361	0.30						3
49	1	X		0.85	7.25	2.74	3.228	0.310	0.30	7.25	7.25	24.167	5.975	15.876	3
53	1	X		5.80	7.25	6.06	1.044	0.958	0.30	7.25	7.25	24.167	5.975	11.551	3
57	1	X		5.20	7.25	5.90	1.135	0.881	0.30	7.25	7.25	24.167	5.975	4.050	3
60	1	X		0.65	7.25	2.76	4.243	0.236	0.30	7.25	7.25	24.167	5.975	0.325	3
63	0		X	1.00	1.00	1.00	1.000	1.000	0.30						3
64	1		X	4.75	1.00	1.00	0.211	4.750	0.30						3
65	1		X	4.55	2.00	2.00	0.440	2.275	0.30						3
66	1		X	5.15	0.80	0.80	0.155	6.438	0.30						3
67	1	X		1.29	3.45	2.53	1.967	0.508	0.25	3.45	3.45	13.800	5.481	0.000	3
70	1	X		3.94	3.45	3.00	0.763	1.311	0.25	3.45	3.45	13.800	1.968	0.000	3
74	0		X	0.92	0.90	0.90	0.978	1.022	0.25						3
75	1		X	0.95	0.90	0.90	0.947	1.056	0.25						3
76	1	X		0.32	3.45	1.25	3.834	0.261	0.25	3.45	3.45	13.800	0.162	16.300	3
80	1	X		0.50	3.45	1.35	2.700	0.370	0.25	3.45	3.45	13.800	1.225	16.300	3
85	1	X		0.50	3.45	1.35	2.700	0.370	0.25	3.45	3.45	13.800	2.375	16.300	3
90	1	X		1.05	3.45	2.40	2.272	0.440	0.25	3.45	3.45	13.800	3.802	16.300	3
94	1	X		0.69	3.45	2.77	3.978	0.251	0.25	3.45	3.45	13.800	5.777	16.300	3
96	0		X	1.72	0.65	0.65	0.378	2.646	0.25						3
97	1		X	0.95	0.65	0.65	0.684	1.462	0.25						3
98	0		X	1.72	0.65	0.65	0.378	2.646	0.25						3
99	1		X	0.95	0.65	0.65	0.684	1.462	0.25						3

100	0	X	1.72	0.65	0.65	0.378	2.646	0.25											3
101	1	X	0.95	0.65	0.65	0.684	1.462	0.25											3
102	1	X	0.95	1.10	1.10	1.158	0.864	0.25											3
103	1	X	4.15	7.25	7.25	1.747	0.572	0.30	7.25	7.25	24.167	32.275	2.075						3
106	1	X	4.00	7.25	7.25	1.813	0.552	0.30	7.25	7.25	24.167	32.275	6.150						3
109	1	X	4.00	7.25	7.25	1.813	0.552	0.30	7.25	7.25	24.167	32.275	10.150						3
112	1	X	4.15	7.25	7.25	1.747	0.572	0.30	7.25	7.25	24.167	32.275	14.225						3
115	1	X	0.95	3.45	2.64	2.779	0.360	0.25	3.45	3.45	13.800	0.000	0.475						3
118	1	X	1.76	3.45	2.38	1.357	0.737	0.25	3.45	3.45	13.800	0.000	2.729						3
122	1	X	3.64	3.45	2.97	0.814	1.228	0.25	3.45	3.45	13.800	-0.000	6.329						3
126	1	X	1.20	0.90	0.90	0.750	1.333	0.25											3
127	0	X	0.92	0.90	0.90	0.978	1.022	0.25											3
128	1	X	0.95	0.90	0.90	0.947	1.056	0.25											3
129	1	X	3.71	3.45	3.45	0.930	1.075	0.25	3.45	3.45	13.800	0.000	10.004						3
132	1	X	4.44	3.45	3.45	0.777	1.287	0.25	3.45	3.45	13.800	-0.000	14.079						3

2. DATI GEOMETRICI ELEMENTI IN C.A.

N.	p.no	C/R	T/Z	ungh.	Piano Complanare (m)				Piano Ortogonale (m)				Xg (m)	Yg (m)	N° (mat)
					alt.	alt.	h/l	l/h	spess.	alt.	h/t	h/t			
				l(base)	H	def.h			t	def.h					
217	1	X	0.75	0.05	0.05	0.067	15.000	0.25							1
218	1	X	0.75	16.30	16.30	21.733	0.046	0.25							1
219	1	X	0.75	0.05	0.05	0.067	15.000	0.25							1
220	1	X	0.75	16.30	16.30	21.733	0.046	0.25							1
221	1	X	0.75	0.05	0.05	0.067	15.000	0.25							1
222	1	X	0.75	16.30	16.30	21.733	0.046	0.25							1
223	1	X	0.75	0.05	0.05	0.067	15.000	0.25							1
224	1	X	0.75	16.30	16.30	21.733	0.046	0.25							1
225	1	X	0.75	0.05	0.05	0.067	15.000	0.25							1
226	1	X	0.75	16.30	16.30	21.733	0.046	0.25							1

5. Dati SEZIONI

N°	Tipologia	Descrizione	B / R H / r b / s h / t H sez.				Area (m^2)	Jx (m^4)	Jy (m^4)	Jz (m^4)	Aty (m^2)	
			(m)	(m)	(m)	(m)						
1	0) Qualunque	Sez. Rigida	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.00E+00	1.00E+00	1.00E+00	1.00E+00	1.00E+00
2	1) Rettangolare	300x500	0.300	0.500	0.000	0.000	0.500	1.50E-01	2.75E-03	3.13E-03	1.13E-03	1.25E-01
3	1) Rettangolare	500x500	0.500	0.500	0.000	0.000	0.500	2.50E-01	8.80E-03	5.21E-03	5.21E-03	2.08E-01
4	3) Circolare	d300	0.150	0.000	0.000	0.000	0.150	7.07E-02	7.95E-04	3.98E-04	3.98E-04	6.36E-02
5 12	Profilato in Acciaio	HEA 100	0.100	0.096	0.005	0.008	0.096	2.12E-03	1.05E-07	3.49E-06	1.34E-06	7.52E-04
6	5) T rovescio	1000(300) x 1800(300)	0.300	1.500	1.000	0.300	1.800	7.50E-01	3.03E-02	3.22E-01	2.84E-02	5.40E-01
7	6) T	400(250) x 300(50)	0.400	0.050	0.250	0.250	0.300	8.25E-02	9.17E-04	6.71E-04	5.92E-04	1.20E-01
8	1) Rettangolare	250x750	0.250	0.750	0.000	0.000	0.750	1.88E-01	3.09E-03	8.79E-03	9.77E-04	1.56E-01
9	1) Rettangolare	300x1900	0.300	1.900	0.000	0.000	1.900	5.70E-01	1.57E-02	1.71E-01	4.28E-03	4.75E-01
10	1) Rettangolare	300x5100	0.300	5.100	0.000	0.000	5.100	1.53E+00	4.50E-02	3.32E+00	1.15E-02	1.28E+00
11	1) Rettangolare	300x1899	0.300	1.899	0.000	0.000	1.899	5.70E-01	1.57E-02	1.71E-01	4.27E-03	4.75E-01
12	1) Rettangolare	300x550	0.300	0.550	0.000	0.000	0.550	1.65E-01	3.19E-03	4.16E-03	1.24E-03	1.38E-01
13	1) Rettangolare	300x3400	0.300	3.400	0.000	0.000	3.400	1.02E+00	2.95E-02	9.83E-01	7.65E-03	8.50E-01
14	1) Rettangolare	300x650	0.300	0.650	0.000	0.000	0.650	1.95E-01	4.10E-03	6.87E-03	1.46E-03	1.63E-01
15	1) Rettangolare	300x848	0.300	0.848	0.000	0.000	0.848	2.54E-01	5.93E-03	1.52E-02	1.91E-03	2.12E-01
16	1) Rettangolare	300x5802	0.300	5.802	0.000	0.000	5.802	1.74E+00	5.14E-02	4.88E+00	1.31E-02	1.45E+00
17	1) Rettangolare	300x5200	0.300	5.200	0.000	0.000	5.200	1.56E+00	4.59E-02	3.52E+00	1.17E-02	1.30E+00
18	1) Rettangolare	300x1000	0.300	1.000	0.000	0.000	1.000	3.00E-01	7.35E-03	2.50E-02	2.25E-03	2.50E-01
19	1) Rettangolare	300x4750	0.300	4.750	0.000	0.000	4.750	1.43E+00	4.18E-02	2.68E+00	1.07E-02	1.19E+00
20	1) Rettangolare	300x4550	0.300	4.550	0.000	0.000	4.550	1.37E+00	4.00E-02	2.35E+00	1.02E-02	1.14E+00
21	1) Rettangolare	300x5150	0.300	5.150	0.000	0.000	5.150	1.55E+00	4.55E-02	3.41E+00	1.16E-02	1.29E+00
22	1) Rettangolare	250x1287	0.250	1.287	0.000	0.000	1.287	3.22E-01	6.00E-03	4.44E-02	1.68E-03	2.68E-01
23	1) Rettangolare	250x3938	0.250	3.938	0.000	0.000	3.938	9.85E-01	2.01E-02	1.27E+00	5.13E-03	8.20E-01
24	1) Rettangolare	250x920	0.250	0.920	0.000	0.000	0.920	2.30E-01	4.01E-03	1.62E-02	1.20E-03	1.92E-01
25	1) Rettangolare	250x950	0.250	0.950	0.000	0.000	0.950	2.38E-01	4.18E-03	1.79E-02	1.24E-03	1.98E-01
26	1) Rettangolare	250x325	0.250	0.325	0.000	0.000	0.325	8.13E-02	8.81E-04	7.15E-04	4.23E-04	6.77E-02
27	1) Rettangolare	250x500	0.250	0.500	0.000	0.000	0.500	1.25E-01	1.76E-03	2.60E-03	6.51E-04	1.04E-01
28	1) Rettangolare	250x1055	0.250	1.055	0.000	0.000	1.055	2.64E-01	4.75E-03	2.45E-02	1.37E-03	2.20E-01
29	1) Rettangolare	250x695	0.250	0.695	0.000	0.000	0.695	1.74E-01	2.80E-03	6.99E-03	9.05E-04	1.45E-01
30	1) Rettangolare	250x1720	0.250	1.720	0.000	0.000	1.720	4.30E-01	8.33E-03	1.06E-01	2.24E-03	3.58E-01
31	1) Rettangolare	300x4150	0.300	4.150	0.000	0.000	4.150	1.25E+00	3.64E-02	1.79E+00	9.34E-03	1.04E+00
32	1) Rettangolare	300x4000	0.300	4.000	0.000	0.000	4.000	1.20E+00	3.50E-02	1.60E+00	9.00E-03	1.00E+00
33	1) Rettangolare	250x1758	0.250	1.758	0.000	0.000	1.758	4.40E-01	8.53E-03	1.13E-01	2.29E-03	3.66E-01
34	1) Rettangolare	250x3642	0.250	3.642	0.000	0.000	3.642	9.11E-01	1.85E-02	1.01E+00	4.74E-03	7.59E-01
35	1) Rettangolare	250x1200	0.250	1.200	0.000	0.000	1.200	3.00E-01	5.53E-03	3.60E-02	1.56E-03	2.50E-01
36	1) Rettangolare	250x3709	0.250	3.709	0.000	0.000	3.709	9.27E-01	1.89E-02	1.06E+00	4.83E-03	7.73E-01
37	1) Rettangolare	250x4441	0.250	4.441	0.000	0.000	4.441	1.11E+00	2.27E-02	1.82E+00	5.78E-03	9.25E-01

11	4.75E-01	25	1.98E-01
12	1.38E-01	26	6.77E-02
13	8.50E-01	27	1.04E-01
14	1.63E-01	28	2.20E-01
15	2.12E-01	29	1.45E-01
16	1.45E+00	30	3.58E-01
17	1.30E+00	31	1.04E+00
18	2.50E-01	32	1.00E+00
19	1.19E+00	33	3.66E-01
20	1.14E+00	34	7.59E-01
21	1.29E+00	35	2.50E-01
22	2.68E-01	36	7.73E-01
23	8.20E-01	37	9.25E-01
24	1.92E-01		

6. Dati ASTE

Legenda Tipologie:
 M = Maschio in mur.ordinaria
 T = Trave
 S = Striscia
 F = Sottofinestra
 Z = Fondazione
 K = Link rigido

N°	Tipologia	Lungh. (m)	Lungh.def. (m) xz	Rig. (m) i,xz	Rig. (m) j,xz	Lungh.def. (m) xy	Inf. rig.	N° Sez.	B (m)	H (m)	Ang. rot. (°)	N° Mat.	E (N/mm ²)	G	fm	fvm0/ tau0	fhm
1	M	7.250	7.000	0.000	0.250	7.250		9	0.300	1.900	0.00	3	5850	1755	5.20	0.390	2.60
2	K	0.950	0.950	0.000	0.000	0.950	X	1	1.000	0.000	0.00	1	31000	13000	25.00	0.000	12.50
3	K	0.950	0.950	0.000	0.000	0.950	X	1	1.000	0.000	0.00	1	31000	13000	25.00	0.000	12.50
4	M	7.250	3.500	3.214	0.536	7.250		10	0.300	5.100	0.00	3	5850	1755	5.20	0.390	2.60
5	K	2.550	2.550	0.000	0.000	2.550	X	1	1.000	0.000	0.00	1	31000	13000	25.00	0.000	12.50
6	M	7.250	3.500	3.214	0.536	7.250		10	0.300	5.100	0.00	3	5850	1755	5.20	0.390	2.60
7	K	2.550	2.550	0.000	0.000	2.550	X	1	1.000	0.000	0.00	1	31000	13000	25.00	0.000	12.50
8	K	2.550	2.550	0.000	0.000	2.550	X	1	1.000	0.000	0.00	1	31000	13000	25.00	0.000	12.50
9	K	2.550	2.550	0.000	0.000	2.550	X	1	1.000	0.000	0.00	1	31000	13000	25.00	0.000	12.50
10	K	2.550	2.550	0.000	0.000	2.550	X	1	1.000	0.000	0.00	1	31000	13000	25.00	0.000	12.50
11	M	7.250	3.500	3.214	0.536	7.250		10	0.300	5.100	0.00	3	5850	1755	5.20	0.390	2.60
12	K	2.550	2.550	0.000	0.000	2.550	X	1	1.000	0.000	0.00	1	31000	13000	25.00	0.000	12.50
13	K	2.550	2.550	0.000	0.000	2.550	X	1	1.000	0.000	0.00	1	31000	13000	25.00	0.000	12.50
14	M	7.250	4.603	2.397	0.250	7.250		11	0.300	1.899	0.00	3	5850	1755	5.20	0.390	2.60
15	K	0.949	0.949	0.000	0.000	0.949	X	1	1.000	0.000	0.00	1	31000	13000	25.00	0.000	12.50
16	K	0.949	0.949	0.000	0.000	0.949	X	1	1.000	0.000	0.00	1	31000	13000	25.00	0.000	12.50
17	K	0.950	0.950	0.000	0.000	0.950	X	1	1.000	0.000	0.00	1	31000	13000	25.00	0.000	12.50
18	S	1.800	1.800	0.000	0.000	1.800		12	0.300	0.550	0.00	3	5850	1755	5.20	0.390	2.60
19	F	1.800	1.800	0.000	0.000	1.800		13	0.300	3.400	0.00	3	5850	1755	5.20	0.390	2.60
20	S	1.800	1.800	0.000	0.000	1.800		14	0.300	0.650	0.00	3	5850	1755	5.20	0.390	2.60
21	F	1.800	1.800	0.000	0.000	1.800		13	0.300	3.400	0.00	3	5850	1755	5.20	0.390	2.60
22	S	1.800	1.800	0.000	0.000	1.800		14	0.300	0.650	0.00	3	5850	1755	5.20	0.390	2.60
23	F	1.801	1.801	0.000	0.000	1.801		13	0.300	3.400	0.00	3	5850	1755	5.20	0.390	2.60
24	S	1.801	1.801	0.000	0.000	1.801		14	0.300	0.650	0.00	3	5850	1755	5.20	0.390	2.60
25	M	7.250	7.000	0.000	0.250	7.250		9	0.300	1.900	0.00	3	5850	1755	5.20	0.390	2.60
26	K	0.950	0.950	0.000	0.000	0.950	X	1	1.000	0.000	0.00	1	31000	13000	25.00	0.000	12.50
27	K	0.950	0.950	0.000	0.000	0.950	X	1	1.000	0.000	0.00	1	31000	13000	25.00	0.000	12.50
28	M	7.250	3.500	3.214	0.536	7.250		10	0.300	5.100	0.00	3	5850	1755	5.20	0.390	2.60
29	K	2.550	2.550	0.000	0.000	2.550	X	1	1.000	0.000	0.00	1	31000	13000	25.00	0.000	12.50
30	M	7.250	5.351	1.416	0.483	7.250		10	0.300	5.100	0.00	3	5850	1755	5.20	0.390	2.60
31	K	2.550	2.550	0.000	0.000	2.550	X	1	1.000	0.000	0.00	1	31000	13000	25.00	0.000	12.50
32	K	2.550	2.550	0.000	0.000	2.550	X	1	1.000	0.000	0.00	1	31000	13000	25.00	0.000	12.50
33	K	2.550	2.550	0.000	0.000	2.550	X	1	1.000	0.000	0.00	1	31000	13000	25.00	0.000	12.50
34	K	2.550	2.550	0.000	0.000	2.550	X	1	1.000	0.000	0.00	1	31000	13000	25.00	0.000	12.50
35	M	7.250	3.500	3.214	0.536	7.250		10	0.300	5.100	0.00	3	5850	1755	5.20	0.390	2.60
36	K	2.550	2.550	0.000	0.000	2.550	X	1	1.000	0.000	0.00	1	31000	13000	25.00	0.000	12.50
37	K	2.550	2.550	0.000	0.000	2.550	X	1	1.000	0.000	0.00	1	31000	13000	25.00	0.000	12.50
38	M	7.250	4.604	2.396	0.250	7.250		9	0.300	1.900	0.00	3	5850	1755	5.20	0.390	2.60
39	K	0.950	0.950	0.000	0.000	0.950	X	1	1.000	0.000	0.00	1	31000	13000	25.00	0.000	12.50
40	K	0.950	0.950	0.000	0.000	0.950	X	1	1.000	0.000	0.00	1	31000	13000	25.00	0.000	12.50
41	K	0.950	0.950	0.000	0.000	0.950	X	1	1.000	0.000	0.00	1	31000	13000	25.00	0.000	12.50
42	S	1.800	1.800	0.000	0.000	1.800		12	0.300	0.550	0.00	3	5850	1755	5.20	0.390	2.60
43	F	1.800	1.800	0.000	0.000	1.800		13	0.300	3.400	0.00	3	5850	1755	5.20	0.390	2.60
44	S	1.800	1.800	0.000	0.000	1.800		14	0.300	0.650	0.00	3	5850	1755	5.20	0.390	2.60
45	F	1.800	1.800	0.000	0.000	1.800		13	0.300	3.400	0.00	3	5850	1755	5.20	0.390	2.60
46	S	1.800	1.800	0.000	0.000	1.800		14	0.300	0.650	0.00	3	5850	1755	5.20	0.390	2.60
47	F	1.800	1.800	0.000	0.000	1.800		13	0.300	3.400	0.00	3	5850	1755	5.20	0.390	2.60
48	S	1.800	1.800	0.000	0.000	1.800		14	0.300	0.650	0.00	3	5850	1755	5.20	0.390	2.60
49	M	7.250	2.737	0.472	4.041	7.250		15	0.300	0.848	90.00	3	5850	1755	5.20	0.390	2.60
50	K	0.424	0.424	0.000	0.000	0.424	X	1	1.000	0.000	0.00	1	31000	13000	25.00	0.000	12.50
51	K	0.424	0.424	0.000	0.000	0.424	X	1	1.000	0.000	0.00	1	31000	13000	25.00	0.000	12.50
52	K	0.424	0.424	0.000	0.000	0.424	X	1	1.000	0.000	0.00	1	31000	13000	25.00	0.000	12.50
53	M	7.250	6.059	0.000	1.191	7.250		16	0.300	5.802	90.00	3	5850	1755	5.20	0.390	2.60
54	K	2.901	2.901	0.000	0.000	2.901	X	1	1.000	0.000	0.00	1	31000	13000	25.00	0.000	12.50
55	K	2.901	2.901	0.000	0.000	2.901	X	1	1.000	0.000	0.00	1	31000	13000	25.00	0.000	12.50
56	K	2.901	2.901	0.000	0.000	2.901	X	1	1.000	0.000	0.00	1	31000	13000	25.00	0.000	12.50
57	M	7.250	5.903	0.000	1.347	7.250		17	0.300	5.200	90.00	3	5850	1755	5.20	0.390	2.60
58	K	2.600	2.600	0.000	0.000	2.600	X	1	1.000	0.000	0.00	1	31000	13000	25.00	0.000	12.50
59	K	2.600	2.600	0.000	0.000	2.600	X	1	1.000	0.000	0.00	1	31000	13000	25.00	0.000	12.50
60	M	7.250	2.758	0.000	4.492	7.250		14	0.300	0.650	90.00	3	5850	1755	5.20	0.390	2.60
61	K	0.325	0.325	0.000	0.000	0.325	X	1	1.000	0.000	0.00	1	31000	13000	25.00	0.000	12.50
62	K	0.325	0.325	0.000	0.000	0.325	X	1	1.000	0.000	0.00	1	31000	13000	25.00	0.000	12.50
63	F	1.000	1.000	0.000	0.000	1.000		18	0.300	1.000	0.00	3	5850	1755	5.20	0.390	2.60
64	S	1.000	1.000	0.000	0.000	1.000		19	0.300	4.750	0.00	3	5850	1755	5.20	0.390	2.60
65	S	2.000	2.000	0.000	0.000	2.000		20	0.300	4.550	0.00	3	5850	1755	5.20	0.390	2.60
66	S	0.800	0.800	0.000	0.000	0.800		21	0.300	5.150	0.00	3	5850	1755	5.20	0.390	2.60
67	M	3.450	2.531	0.427	0.492	3.450		22	0.250	1.287	0.00	3	5850	1755	5.20	0.390	2.60
68	K	0.644	0.644	0.000	0.000	0.644	X	1	1.000	0.000	0.00	1	31000	13000	25.00	0.000	12.50
69	K	0.644	0.644	0.000	0.000	0.644	X	1	1.000	0.000	0.00	1	31000	13000	25.00	0.000	12.50
70	M	3.450	3.003	0.182	0.265	3.450		23	0.250	3.938	0.00	3	5850	1755	5.20	0.390	2.60
71	K	1.969	1.969	0.000	0.000	1.969	X	1	1.000	0.000	0.00	1	31000	13000	25.00	0.000	12.50
72	K	1.969	1.969	0.000	0.000	1.969	X	1	1.000	0.000	0.00	1	31000	13000	25.00	0.000	12.50
73	K	1.968	1.968	0.000	0.000	1.968	X	1	1.000	0.000	0.00	1	31000	13000	25.00	0.000	12.50
74	F	0.900	0.900	0.000	0.000	0.900		24	0.250	0.920	0.00	3	5850	1755	5.20	0.390	2.60
75	S	0.9															

201	Z	2.000	2.000	0.000	0.000	2.000	X	6 0.300 1.500	0.00	7	31000 13000 20.00 0.000 10.00
202	Z	2.000	2.000	0.000	0.000	2.000	X	6 0.300 1.500	0.00	7	31000 13000 20.00 0.000 10.00
203	Z	2.075	2.075	0.000	0.000	2.075	X	6 0.300 1.500	0.00	7	31000 13000 20.00 0.000 10.00
204	Z	2.075	2.075	0.000	0.000	2.075	X	6 0.300 1.500	0.00	7	31000 13000 20.00 0.000 10.00
205	Z	0.475	0.475	0.000	0.000	0.475	X	6 0.300 1.500	0.00	7	31000 13000 20.00 0.000 10.00
206	Z	0.475	0.475	0.000	0.000	0.475	X	6 0.300 1.500	0.00	7	31000 13000 20.00 0.000 10.00
207	Z	0.879	0.879	0.000	0.000	0.879	X	6 0.300 1.500	0.00	7	31000 13000 20.00 0.000 10.00
208	Z	0.900	0.900	0.000	0.000	0.900	X	6 0.300 1.500	0.00	7	31000 13000 20.00 0.000 10.00
209	Z	0.879	0.879	0.000	0.000	0.879	X	6 0.300 1.500	0.00	7	31000 13000 20.00 0.000 10.00
210	Z	1.821	1.821	0.000	0.000	1.821	X	6 0.300 1.500	0.00	7	31000 13000 20.00 0.000 10.00
211	Z	0.900	0.900	0.000	0.000	0.900	X	6 0.300 1.500	0.00	7	31000 13000 20.00 0.000 10.00
212	Z	1.821	1.821	0.000	0.000	1.821	X	6 0.300 1.500	0.00	7	31000 13000 20.00 0.000 10.00
213	Z	1.855	1.855	0.000	0.000	1.855	X	6 0.300 1.500	0.00	7	31000 13000 20.00 0.000 10.00
214	Z	1.854	1.854	0.000	0.000	1.854	X	6 0.300 1.500	0.00	7	31000 13000 20.00 0.000 10.00
215	Z	2.221	2.221	0.000	0.000	2.221	X	6 0.300 1.500	0.00	7	31000 13000 20.00 0.000 10.00
216	Z	2.220	2.220	0.000	0.000	2.220	X	6 0.300 1.500	0.00	7	31000 13000 20.00 0.000 10.00
217	T	0.050	0.050	0.000	0.000	0.050		8 0.250 0.750	0.00	1	31000 13000 25.00 0.000 12.50
218	T	16.300	16.300	0.000	0.000	16.300		8 0.250 0.750	0.00	1	31000 13000 25.00 0.000 12.50
219	T	0.050	0.050	0.000	0.000	0.050		8 0.250 0.750	0.00	1	31000 13000 25.00 0.000 12.50
220	T	16.300	16.300	0.000	0.000	16.300		8 0.250 0.750	0.00	1	31000 13000 25.00 0.000 12.50
221	T	0.050	0.050	0.000	0.000	0.050		8 0.250 0.750	0.00	1	31000 13000 25.00 0.000 12.50
222	T	16.300	16.300	0.000	0.000	16.300		8 0.250 0.750	0.00	1	31000 13000 25.00 0.000 12.50
223	T	0.050	0.050	0.000	0.000	0.050		8 0.250 0.750	0.00	1	31000 13000 25.00 0.000 12.50
224	T	16.300	16.300	0.000	0.000	16.300		8 0.250 0.750	0.00	1	31000 13000 25.00 0.000 12.50
225	T	0.050	0.050	0.000	0.000	0.050		8 0.250 0.750	0.00	1	31000 13000 25.00 0.000 12.50
226	T	16.300	16.300	0.000	0.000	16.300		8 0.250 0.750	0.00	1	31000 13000 25.00 0.000 12.50
227	K	0.198	0.198	0.000	0.000	0.198	X	1 0.000 0.000	0.00	1	31000 13000 25.00 0.000 12.50
228	K	0.150	0.150	0.000	0.000	0.150	X	1 0.000 0.000	0.00	1	31000 13000 25.00 0.000 12.50
229	K	0.150	0.150	0.000	0.000	0.150	X	1 0.000 0.000	0.00	1	31000 13000 25.00 0.000 12.50
230	K	0.494	0.494	0.000	0.000	0.494	X	1 0.000 0.000	0.00	1	31000 13000 25.00 0.000 12.50
231	K	0.650	0.650	0.000	0.000	0.650	X	1 0.000 0.000	0.00	1	31000 13000 25.00 0.000 12.50
232	K	1.900	1.900	0.000	0.000	1.900	X	1 0.000 0.000	0.00	1	31000 13000 25.00 0.000 12.50
233	K	1.900	1.900	0.000	0.000	1.900	X	1 0.000 0.000	0.00	1	31000 13000 25.00 0.000 12.50
234	K	0.650	0.650	0.000	0.000	0.650	X	1 0.000 0.000	0.00	1	31000 13000 25.00 0.000 12.50
235	K	2.500	2.500	0.000	0.000	2.500	X	1 0.000 0.000	0.00	1	31000 13000 25.00 0.000 12.50
236	K	0.050	0.050	0.000	0.000	0.050	X	1 0.000 0.000	0.00	1	31000 13000 25.00 0.000 12.50
237	K	0.050	0.050	0.000	0.000	0.050	X	1 0.000 0.000	0.00	1	31000 13000 25.00 0.000 12.50
238	K	2.500	2.500	0.000	0.000	2.500	X	1 0.000 0.000	0.00	1	31000 13000 25.00 0.000 12.50
239	K	0.050	0.050	0.000	0.000	0.050	X	1 0.000 0.000	0.00	1	31000 13000 25.00 0.000 12.50
240	K	2.500	2.500	0.000	0.000	2.500	X	1 0.000 0.000	0.00	1	31000 13000 25.00 0.000 12.50
241	K	2.500	2.500	0.000	0.000	2.500	X	1 0.000 0.000	0.00	1	31000 13000 25.00 0.000 12.50
242	K	0.050	0.050	0.000	0.000	0.050	X	1 0.000 0.000	0.00	1	31000 13000 25.00 0.000 12.50
243	K	1.900	1.900	0.000	0.000	1.900	X	1 0.000 0.000	0.00	1	31000 13000 25.00 0.000 12.50
244	K	0.650	0.650	0.000	0.000	0.650	X	1 0.000 0.000	0.00	1	31000 13000 25.00 0.000 12.50
245	K	0.650	0.650	0.000	0.000	0.650	X	1 0.000 0.000	0.00	1	31000 13000 25.00 0.000 12.50
246	K	1.900	1.900	0.000	0.000	1.900	X	1 0.000 0.000	0.00	1	31000 13000 25.00 0.000 12.50

N°	%K elast.	Malta	Giunti	K Wink.	App.su	q lim	Node	Vinc.	G.Inc.	G.Inc.	G.Inc.	G.Inc.	Drift(%)		
(rig.fess.)	buona	sottili	(N/mm ³)	terr. (m)	(N/mm ²)	i	j	i	j	ixy	jxy	ixz	jxz	Pressorfl.	
1	100	X	X	0.000	0.000	0.000	1	2	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.60
2	100			0.000	0.000	0.000	3	2	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
3	100			0.000	0.000	0.000	2	4	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
4	100	X	X	0.000	0.000	0.000	5	6	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.60
5	100			0.000	0.000	0.000	5	7	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
6	100	X	X	0.000	0.000	0.000	10	11	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.60
7	100			0.000	0.000	0.000	12	10	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
8	100			0.000	0.000	0.000	10	13	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
9	100			0.000	0.000	0.000	14	11	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
10	100			0.000	0.000	0.000	11	15	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
11	100	X	X	0.000	0.000	0.000	16	17	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.60
12	100			0.000	0.000	0.000	18	16	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
13	100			0.000	0.000	0.000	16	19	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
14	100	X	X	0.000	0.000	0.000	22	23	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.60
15	100			0.000	0.000	0.000	24	22	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
16	100			0.000	0.000	0.000	25	23	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
17	100			0.000	0.000	0.000	23	26	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
18	100	X	X	0.000	0.000	0.000	4	8	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
19	100	X	X	0.000	0.000	0.000	7	12	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
20	100	X	X	0.000	0.000	0.000	9	14	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
21	100	X	X	0.000	0.000	0.000	13	18	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
22	100	X	X	0.000	0.000	0.000	15	20	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
23	100	X	X	0.000	0.000	0.000	19	24	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
24	100	X	X	0.000	0.000	0.000	21	25	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
25	100	X	X	0.000	0.000	0.000	27	28	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.60
26	100			0.000	0.000	0.000	29	28	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
27	100			0.000	0.000	0.000	28	30	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
28	100	X	X	0.000	0.000	0.000	31	32	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.60
29	100			0.000	0.000	0.000	31	33	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
30	100	X	X	0.000	0.000	0.000	36	37	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.60
31	100			0.000	0.000	0.000	38	36	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
32	100			0.000	0.000	0.000	36	39	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
33	100			0.000	0.000	0.000	40	37	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
34	100			0.000	0.000	0.000	37	41	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
35	100	X	X	0.000	0.000	0.000	42	43	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.60
36	100			0.000	0.000	0.000	44	42	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
37	100			0.000	0.000	0.000	42	45	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
38	100	X	X	0.000	0.000	0.000	48	49	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.60
39	100			0.000	0.000	0.000	50	48	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000		

163	100	0.005	1.000	0.367	42	45	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
164	100	0.005	1.000	0.367	45	50	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
165	100	0.005	1.000	0.367	50	48	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
166	100	0.005	1.000	0.367	48	139	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
167	100	0.005	1.000	0.367	55	53	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
168	100	0.005	1.000	0.367	53	139	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
169	100	0.005	1.000	0.367	157	57	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
170	100	0.005	1.000	0.367	59	55	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
171	100	0.005	1.000	0.367	57	59	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
172	100	0.005	1.000	0.367	158	62	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
173	100	0.005	1.000	0.367	159	157	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
174	100	0.005	1.000	0.367	62	159	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
175	100	0.005	1.000	0.367	138	66	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
176	100	0.005	1.000	0.367	160	158	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
177	100	0.005	1.000	0.367	66	160	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
178	100	0.005	1.000	0.367	71	69	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
179	100	0.005	1.000	0.367	69	138	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
180	100	0.005	1.000	0.367	134	74	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
181	100	0.005	1.000	0.367	76	71	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
182	100	0.005	1.000	0.367	74	76	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
183	100	0.005	1.000	0.367	81	79	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
184	100	0.005	1.000	0.367	79	137	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
185	100	0.005	1.000	0.367	87	84	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
186	100	0.005	1.000	0.367	86	81	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
187	100	0.005	1.000	0.367	84	86	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
188	100	0.005	1.000	0.367	93	90	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
189	100	0.005	1.000	0.367	92	87	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
190	100	0.005	1.000	0.367	90	92	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
191	100	0.005	1.000	0.367	161	96	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
192	100	0.005	1.000	0.367	98	93	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
193	100	0.005	1.000	0.367	96	98	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
194	100	0.005	1.000	0.367	139	101	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
195	100	0.005	1.000	0.367	162	161	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
196	100	0.005	1.000	0.367	101	162	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
197	100	0.005	1.000	0.367	135	105	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
198	100	0.005	1.000	0.367	105	163	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
199	100	0.005	1.000	0.367	163	108	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
200	100	0.005	1.000	0.367	108	164	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
201	100	0.005	1.000	0.367	164	111	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
202	100	0.005	1.000	0.367	111	165	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
203	100	0.005	1.000	0.367	165	114	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
204	100	0.005	1.000	0.367	114	136	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
205	100	0.005	1.000	0.367	166	116	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
206	100	0.005	1.000	0.367	116	134	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
207	100	0.005	1.000	0.367	121	119	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
208	100	0.005	1.000	0.367	167	166	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
209	100	0.005	1.000	0.367	119	167	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
210	100	0.005	1.000	0.367	168	124	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
211	100	0.005	1.000	0.367	126	121	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
212	100	0.005	1.000	0.367	124	126	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
213	100	0.005	1.000	0.367	169	129	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
214	100	0.005	1.000	0.367	129	168	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
215	100	0.005	1.000	0.367	137	132	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
216	100	0.005	1.000	0.367	132	169	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
217	100	0.000	0.000	0.000	147	170	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
218	100	0.000	0.000	0.000	170	148	000011	000011	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.00
219	100	0.000	0.000	0.000	145	171	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
220	100	0.000	0.000	0.000	171	146	000011	000011	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.00
221	100	0.000	0.000	0.000	140	37	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
222	100	0.000	0.000	0.000	37	11	000011	000011	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.00
223	100	0.000	0.000	0.000	141	172	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
224	100	0.000	0.000	0.000	172	142	000011	000011	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.00
225	100	0.000	0.000	0.000	143	173	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
226	100	0.000	0.000	0.000	173	144	000011	000011	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.00
227	100	0.000	0.000	0.000	102	150	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
228	100	0.000	0.000	0.000	150	104	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
229	100	0.000	0.000	0.000	72	149	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
230	100	0.000	0.000	0.000	149	70	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
231	100	0.000	0.000	0.000	34	170	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
232	100	0.000	0.000	0.000	170	32	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
233	100	0.000	0.000	0.000	17	148	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
234	100	0.000	0.000	0.000	148	21	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
235	100	0.000	0.000	0.000	32	171	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
236	100	0.000	0.000	0.000	171	35	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
237	100	0.000	0.000	0.000	20	146	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
238	100	0.000	0.000	0.000	146	17	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
239	100	0.000	0.000	0.000	46	172	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
240	100	0.000	0.000	0.000	172	43	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
241	100	0.000	0.000	0.000	6	142	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
242	100	0.000	0.000	0.000	142	9	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
243	100	0.000	0.000	0.000	43	173	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
244	100	0.000	0.000	0.000	173	47	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
245	100	0.000	0.000	0.000	8	144	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00
246	100	0.000	0.000	0.000	144	6	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00

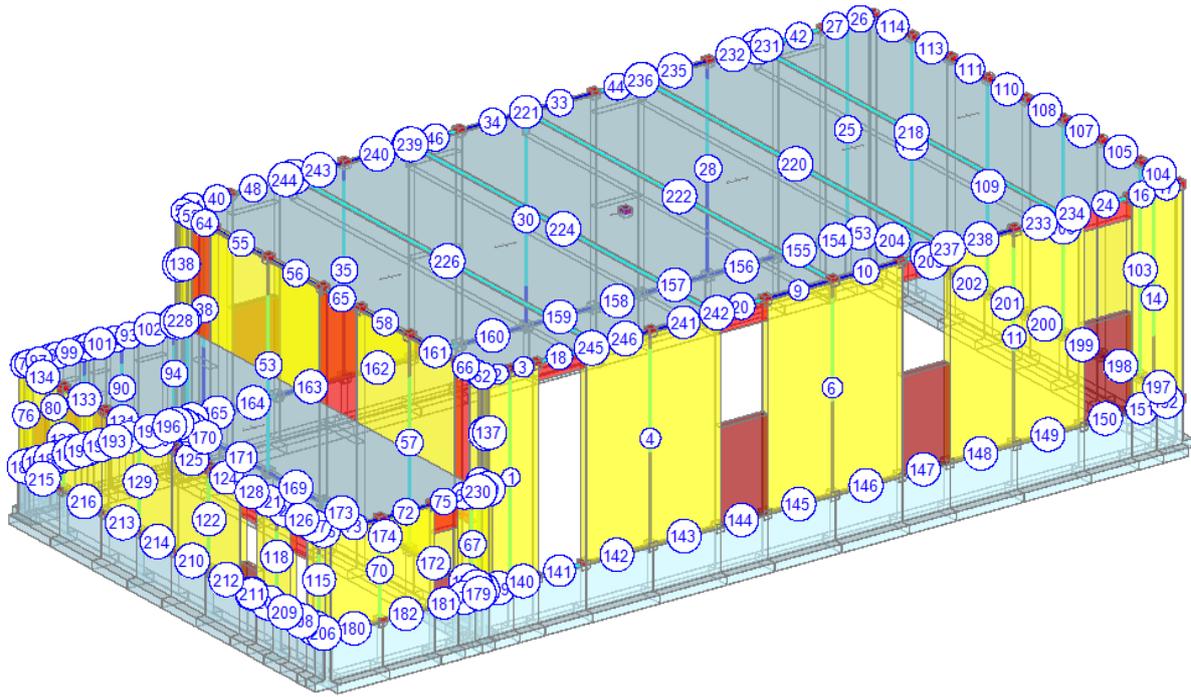
N°	Dutt.		As xy /	As xz /	c xy /	c xz /	Verif.	PressoFl.	Taglio	Taglio	Sf.Norm.	PressoFl.	fhm
	Taglio		estr. (mm^2)	intr. (mm^2)	estr. (mm)	intr. (mm)							
1	0.40	1.50	226	226	200	40	X	X	X	X	X	X	0.00
2	0.00	0.00	0	0	0	0							0.00
3	0.00	0.00	0	0	0	0							0.

18	0.00	0.00	226	226	200	40	X	X	X	X			10.00
19	0.00	0.00	0	0	0	0		X	X	X			10.00
20	0.00	0.00	226	226	200	40	X	X	X	X			10.00
21	0.00	0.00	0	0	0	0		X	X	X			10.00
22	0.00	0.00	226	226	200	40	X	X	X	X			10.00
23	0.00	0.00	0	0	0	0		X	X	X			10.00
24	0.00	0.00	226	226	200	40	X	X	X	X			10.00
25	0.40	1.50	226	226	200	40	X	X	X	X	X	X	10.00
26	0.00	0.00	0	0	0	0							10.00
27	0.00	0.00	0	0	0	0							10.00
28	0.40	1.50	226	226	200	40	X	X	X	X	X	X	10.00
29	0.00	0.00	0	0	0	0							10.00
30	0.40	1.50	226	226	200	40	X	X	X	X	X	X	10.00
31	0.00	0.00	0	0	0	0							10.00
32	0.00	0.00	0	0	0	0							10.00
33	0.00	0.00	0	0	0	0							10.00
34	0.00	0.00	0	0	0	0							10.00
35	0.40	1.50	226	226	200	40	X	X	X	X	X	X	10.00
36	0.00	0.00	0	0	0	0							10.00
37	0.00	0.00	0	0	0	0							10.00
38	0.40	1.50	226	226	200	40	X	X	X	X	X	X	10.00
39	0.00	0.00	0	0	0	0							10.00
40	0.00	0.00	0	0	0	0							10.00
41	0.00	0.00	0	0	0	0							10.00
42	0.00	0.00	226	226	200	40	X	X	X	X			10.00
43	0.00	0.00	0	0	0	0		X	X	X			10.00
44	0.00	0.00	226	226	200	40	X	X	X	X			10.00
45	0.00	0.00	0	0	0	0		X	X	X			10.00
46	0.00	0.00	226	226	200	40	X	X	X	X			10.00
47	0.00	0.00	0	0	0	0		X	X	X			10.00
48	0.00	0.00	226	226	200	40	X	X	X	X			10.00
49	0.40	1.50	226	226	200	40	X	X	X	X	X	X	10.00
50	0.00	0.00	0	0	0	0							10.00
51	0.00	0.00	0	0	0	0							10.00
52	0.00	0.00	0	0	0	0							10.00
53	0.40	1.50	226	226	200	40	X	X	X	X	X	X	10.00
54	0.00	0.00	0	0	0	0							10.00
55	0.00	0.00	0	0	0	0							10.00
56	0.00	0.00	0	0	0	0							10.00
57	0.40	1.50	226	226	200	40	X	X	X	X	X	X	10.00
58	0.00	0.00	0	0	0	0							10.00
59	0.00	0.00	0	0	0	0							10.00
60	0.40	1.50	226	226	200	40	X	X	X	X	X	X	10.00
61	0.00	0.00	0	0	0	0							10.00
62	0.00	0.00	0	0	0	0							10.00
63	0.00	0.00	0	0	0	0							10.00
64	0.00	0.00	226	226	200	40	X	X	X	X			10.00
65	0.00	0.00	226	226	200	40	X	X	X	X			10.00
66	0.00	0.00	226	226	200	40	X	X	X	X			10.00
67	0.40	1.50	226	226	200	40	X	X	X	X	X	X	10.00
68	0.00	0.00	0	0	0	0							10.00
69	0.00	0.00	0	0	0	0							10.00
70	0.40	1.50	226	226	200	40	X	X	X	X	X	X	10.00
71	0.00	0.00	0	0	0	0							10.00
72	0.00	0.00	0	0	0	0							10.00
73	0.00	0.00	0	0	0	0							10.00
74	0.00	0.00	0	0	0	0			X	X	X		10.00
75	0.00	0.00	226	226	200	40	X	X	X	X			10.00
76	0.40	1.50	226	226	200	40	X	X	X	X	X	X	10.00
77	0.00	0.00	0	0	0	0							10.00
78	0.00	0.00	0	0	0	0							10.00
79	0.00	0.00	0	0	0	0							10.00
80	0.40	1.50	226	226	200	40	X	X	X	X	X	X	10.00
81	0.00	0.00	0	0	0	0							10.00
82	0.00	0.00	0	0	0	0							10.00
83	0.00	0.00	0	0	0	0							10.00
84	0.00	0.00	0	0	0	0							10.00
85	0.40	1.50	226	226	200	40	X	X	X	X	X	X	10.00
86	0.00	0.00	0	0	0	0							10.00
87	0.00	0.00	0	0	0	0							10.00
88	0.00	0.00	0	0	0	0							10.00
89	0.00	0.00	0	0	0	0							10.00
90	0.40	1.50	226	226	200	40	X	X	X	X	X	X	10.00
91	0.00	0.00	0	0	0	0							10.00
92	0.00	0.00	0	0	0	0							10.00
93	0.00	0.00	0	0	0	0							10.00
94	0.40	1.50	226	226	200	40	X	X	X	X	X	X	10.00
95	0.00	0.00	0	0	0	0							10.00
96	0.00	0.00	0	0	0	0			X	X	X		10.00
97	0.00	0.00	226	226	200	40	X	X	X	X			10.00
98	0.00	0.00	0	0	0	0			X	X	X		10.00
99	0.00	0.00	226	226	200	40	X	X	X	X			10.00
100	0.00	0.00	0	0	0	0			X	X	X		10.00
101	0.00	0.00	226	226	200	40	X	X	X	X			10.00
102	0.00	0.00	226	226	200	40	X	X	X	X			10.00
103	0.40	1.50	226	226	200	40	X	X	X	X	X	X	10.00
104	0.00	0.00	0	0	0	0							10.00
105	0.00	0.00	0	0	0	0							10.00
106	0.40	1.50	226	226	200	40	X	X	X	X	X	X	10.00
107	0.00	0.00	0	0	0	0							10.00
108	0.00	0.00	0	0	0	0							10.00
109	0.40	1.50	226	226	200	40	X	X	X	X	X	X	10.00
110	0.00	0.00	0	0	0	0							10.00
111	0.00	0.00	0	0	0	0							10.00
112	0.40	1.50	226	226	200	40	X	X	X	X	X	X	10.00
113	0.00	0.00	0	0	0	0							10.00
114	0.00	0.00	0	0	0	0							10.00
115	0.40	1.50	226	226	200	40	X	X	X	X	X	X	10.00
116	0.00	0.00	0	0	0	0							10.00
117	0.00	0.00	0	0	0	0							10.00
118	0.40	1.50	226	226	200	40	X	X	X	X	X	X	10.00
119	0.00	0.00	0	0	0	0							10.00
120	0.00	0.00	0	0	0	0							10.00
121	0.00	0.00	0	0	0	0							10.00
122	0.40	1.50	226	226	200	40	X	X	X	X	X	X	10.00
123	0.00	0.00	0	0	0	0							10.00
124	0.00	0.00	0	0	0	0							10.00

232	0.00	0.00	0	0	0	0							10.00
233	0.00	0.00	0	0	0	0							10.00
234	0.00	0.00	0	0	0	0							10.00
235	0.00	0.00	0	0	0	0							10.00
236	0.00	0.00	0	0	0	0							10.00
237	0.00	0.00	0	0	0	0							10.00
238	0.00	0.00	0	0	0	0							10.00
239	0.00	0.00	0	0	0	0							10.00
240	0.00	0.00	0	0	0	0							10.00
241	0.00	0.00	0	0	0	0							10.00
242	0.00	0.00	0	0	0	0							10.00
243	0.00	0.00	0	0	0	0							10.00
244	0.00	0.00	0	0	0	0							10.00
245	0.00	0.00	0	0	0	0							10.00
246	0.00	0.00	0	0	0	0							10.00

N°	P. spec. comp. (kN/m ³)	f1, eff. (N/mm ²)	81	25.00	0.00	165	25.00	0.00
1	12.00	0.00	82	25.00	0.00	166	25.00	0.00
2	25.00	0.00	83	25.00	0.00	167	25.00	0.00
3	25.00	0.00	84	25.00	0.00	168	25.00	0.00
4	12.00	0.00	85	12.00	0.00	169	25.00	0.00
5	25.00	0.00	86	25.00	0.00	170	25.00	0.00
6	12.00	0.00	87	25.00	0.00	171	25.00	0.00
7	25.00	0.00	88	25.00	0.00	172	25.00	0.00
8	25.00	0.00	89	25.00	0.00	173	25.00	0.00
9	25.00	0.00	90	12.00	0.00	174	25.00	0.00
10	25.00	0.00	91	25.00	0.00	175	25.00	0.00
11	12.00	0.00	92	25.00	0.00	176	25.00	0.00
12	25.00	0.00	93	25.00	0.00	177	25.00	0.00
13	25.00	0.00	94	11.99	0.00	178	25.00	0.00
14	12.00	0.00	95	25.00	0.00	179	25.00	0.00
15	25.00	0.00	96	12.00	0.00	180	25.00	0.00
16	25.00	0.00	97	12.00	0.00	181	25.00	0.00
17	25.00	0.00	98	12.00	0.00	182	25.00	0.00
18	12.00	0.00	99	12.00	0.00	183	25.00	0.00
19	12.00	0.00	100	12.00	0.00	184	25.00	0.00
20	12.00	0.00	101	12.00	0.00	185	25.00	0.00
21	12.00	0.00	102	12.00	0.00	186	25.00	0.00
22	12.00	0.00	103	12.00	0.00	187	25.00	0.00
23	12.00	0.00	104	25.00	0.00	188	25.00	0.00
24	12.00	0.00	105	25.00	0.00	189	25.00	0.00
25	12.00	0.00	106	12.00	0.00	190	25.00	0.00
26	25.00	0.00	107	25.00	0.00	191	25.00	0.00
27	25.00	0.00	108	25.00	0.00	192	25.00	0.00
28	12.00	0.00	109	12.00	0.00	193	25.00	0.00
29	25.00	0.00	110	25.00	0.00	194	25.00	0.00
30	12.00	0.00	111	25.00	0.00	195	25.00	0.00
31	25.00	0.00	112	12.00	0.00	196	25.00	0.00
32	25.00	0.00	113	25.00	0.00	197	25.00	0.00
33	25.00	0.00	114	25.00	0.00	198	25.00	0.00
34	25.00	0.00	115	12.00	0.00	199	25.00	0.00
35	12.00	0.00	116	25.00	0.00	200	25.00	0.00
36	25.00	0.00	117	25.00	0.00	201	25.00	0.00
37	25.00	0.00	118	12.00	0.00	202	25.00	0.00
38	12.00	0.00	119	25.00	0.00	203	25.00	0.00
39	25.00	0.00	120	25.00	0.00	204	25.00	0.00
40	25.00	0.00	121	25.00	0.00	205	25.00	0.00
41	25.00	0.00	122	12.00	0.00	206	25.00	0.00
42	12.00	0.00	123	25.00	0.00	207	25.00	0.00
43	12.00	0.00	124	25.00	0.00	208	25.00	0.00
44	12.00	0.00	125	25.00	0.00	209	25.00	0.00
45	12.00	0.00	126	12.00	0.00	210	25.00	0.00
46	12.00	0.00	127	12.00	0.00	211	25.00	0.00
47	12.00	0.00	128	12.00	0.00	212	25.00	0.00
48	12.00	0.00	129	12.00	0.00	213	25.00	0.00
49	12.00	0.00	130	25.00	0.00	214	25.00	0.00
50	25.00	0.00	131	25.00	0.00	215	25.00	0.00
51	25.00	0.00	132	12.00	0.00	216	25.00	0.00
52	25.00	0.00	133	25.00	0.00	217	25.00	0.00
53	12.00	0.00	134	25.00	0.00	218	25.00	0.00
54	25.00	0.00	135	25.00	0.00	219	25.00	0.00
55	25.00	0.00	136	25.00	0.00	220	25.00	0.00
56	25.00	0.00	137	25.00	0.00	221	25.00	0.00
57	12.00	0.00	138	25.00	0.00	222	25.00	0.00
58	25.00	0.00	139	25.00	0.00	223	25.00	0.00
59	25.00	0.00	140	25.00	0.00	224	25.00	0.00
60	12.00	0.00	141	25.00	0.00	225	25.00	0.00
61	25.00	0.00	142	25.00	0.00	226	25.00	0.00
62	25.00	0.00	143	25.00	0.00	227	25.00	0.00
63	12.00	0.00	144	25.00	0.00	228	25.00	0.00
64	12.00	0.00	145	25.00	0.00	229	25.00	0.00
65	12.00	0.00	146	25.00	0.00	230	25.00	0.00
66	12.00	0.00	147	25.00	0.00	231	25.00	0.00
67	12.00	0.00	148	25.00	0.00	232	25.00	0.00
68	25.00	0.00	149	25.00	0.00	233	25.00	0.00
69	25.00	0.00	150	25.00	0.00	234	25.00	0.00
70	12.00	0.00	151	25.00	0.00	235	25.00	0.00
71	25.00	0.00	152	25.00	0.00	236	25.00	0.00
72	25.00	0.00	153	25.00	0.00	237	25.00	0.00
73	25.00	0.00	154	25.00	0.00	238	25.00	0.00
74	12.00	0.00	155	25.00	0.00	239	25.00	0.00
75	12.00	0.00	156	25.00	0.00	240	25.00	0.00
76	12.00	0.00	157	25.00	0.00	241	25.00	0.00
77	25.00	0.00	158	25.00	0.00	242	25.00	0.00
78	25.00	0.00	159	25.00	0.00	243	25.00	0.00
79	25.00	0.00	160	25.00	0.00	244	25.00	0.00
80	12.00	0.00	161	25.00	0.00	245	25.00	0.00
			162	25.00	0.00	246	25.00	0.00
			163	25.00	0.00			
			164	25.00	0.00			

In blu sono indicati gli elementi rigidi o i tratti rigidi di elementi, mentre in ciano gli elementi deformabili o i tratti di elementi deformabili.



1.7.3 DESCRIZIONE SOLAI

I solai sono elementi strutturali finalizzati alla generazione dei carichi sulle aste che ne definiscono il contorno. I carichi agenti sulla struttura utilizzati nell'analisi sono in ogni caso quelli definiti nelle CCE, e includono oltre ai carichi direttamente derivanti dai solai anche altri carichi definiti in input su singole aste.

N°: numero progressivo del solaio

Tipologia: solaio piano, falda, volta a botte o volta a padiglione

Piano: piano (o impalcato) a cui il solaio appartiene

Rigido: X indica che il solaio è considerato infinitamente rigido. Se l'impalcato (o piano) a cui appartiene il solaio è un piano rigido, questo parametro è ininfluente. Qualora il piano sia flessibile, la qualifica di solaio rigido consente la generazione automatica di link rigidi di contorno in grado di assicurare l'indeformabilità della maglia nel piano orizzontale

G1, G2, Q: carichi di superficie, in kN/m^2 , di tipo G1 (peso proprio), G2 (permanente oltre peso proprio), Q (variabile) agenti sul solaio. I carichi di superficie sono sempre da considerarsi come componente verticale

Sup.: superficie del solaio in m^2 . Nel caso di falda (solaio con pendenza non nulla) la superficie è l'area effettiva del solaio, maggiore quindi della sua proiezione sul piano orizzontale

Direz. princ.: direzione principale (angolo di orditura del solaio)

Distr. trasv.: distribuzione trasversale. Rappresenta la quota parte del carico di un solaio che viene ripartita sulle aste orientate parallelamente alla direzione di orditura del solaio (aste scariche nei classici solai monodirezionali)

H volta: altezza della volta, data dalla distanza fra l'estradosso piano di calpestio realizzato sulla volta, e l'imposta della volta stessa. Permette il calcolo della spinta della volta

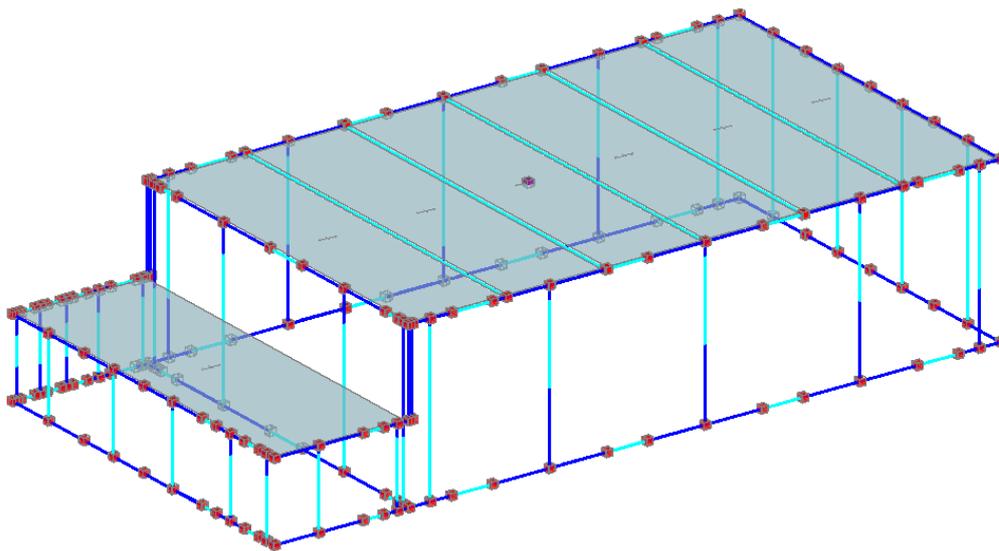
Pend.: pendenza del solaio a falda. Nel calcolo, la risultante del carico verticale è calcolata tenendo conto della superficie effettiva, di dimensioni maggiori della proiezione sul piano orizzontale

G1 tot., G2 tot., Q tot.: carichi complessivi di solaio (peso proprio, permanente oltre peso proprio, variabile), in kN, definiti dai carichi di superficie (verticali, cioè paralleli all'asse Z globale) moltiplicati per la superficie effettiva del solaio (nel caso di falda, tale superficie è maggiore della sua proiezione sul piano orizzontale)

Dati SOLAI

N°	Tipologia	Piano	G1 (kN/m^2)	G2 =	Q =	Superf. (m^2)	Direz. princ. (°)	Distr. trasv. (%)	G1 tot. (kN)	G2 tot. =	Q tot. =
1	Solaio piano	1	2.50	1.00	2.20	91.49	0	15	228.71	91.49	201.27
2	Solaio piano	1	3.00	2.00	0.80	65.20	0	15	195.60	130.40	52.16
3	Solaio piano	1	3.00	2.00	0.80	66.40	0	15	199.20	132.80	53.12
4	Solaio piano	1	3.00	2.00	0.80	66.40	0	15	199.20	132.80	53.12
5	Solaio piano	1	3.00	2.00	0.80	66.40	0	15	199.20	132.80	53.12
6	Solaio piano	1	3.00	2.00	0.80	66.40	0	15	199.20	132.80	53.12
7	Solaio piano	1	3.00	2.00	0.80	65.20	0	15	195.60	130.40	52.16

7



1.7.4 MODELLAZIONE DEI VINCOLI INTERNI ED ESTERNI

Per quel che riguarda le fondazioni, sono schematizzate su suolo alla Winkler, considerate di default dal programma rigide al di sotto dei maschi murari e deformabili in prossimità delle aperture.

Le travi di copertura sono svincolate in appoggio.

Non sono presenti ulteriori vincoli interni.

1.7.4.1 DESCRIZIONE DEGLI IMPALCATI

Descrizione dei DATI PIANI

Z: altezza da fondaz. (m)

altezza del piano dalle fondazioni. Se il piano è rigido, l'altezza di piano coinciderà in generale con la coordinata Z del nodo master. L'altezza di piano viene considerata:

- 1) per il calcolo delle forze sismiche nell'analisi sismica statica lineare (§7.3.3.2);
- 2) per le verifiche degli spostamenti nello SLD (§7.3.7.2).

La Norma indica: "altezze dei piani rispetto alle fondazioni". Qualora si intenda fare riferimento al piano di posa delle fondazioni, il piano di fondazione sarà stato definito con un'altezza non nulla, in modo che le altezze di piano vengano incrementate di tale altezza

Piano Rigido (master / slave)

Piano rigido o flessibile (-1=piano rigido; 0=piano flessibile, o deformabile). Nel caso di piano rigido, secondo lo schema master/slave, viene creato il nodo master di riferimento, coincidente con il baricentro di piano; tutti i nodi appartenenti a questo piano e riferiti al nodo master vengono rigidamente collegati (ai fini delle traslazioni X e Y, e della rotazione intorno a Z) al nodo master qui specificato. E' possibile che in un piano qualificato come rigido siano presenti masse indipendenti (competenti a nodi non riferiti al nodo master, aventi quindi traslazioni X e Y e/o rotazione intorno a Z libere): in tal caso, la posizione del nodo master (determinata automaticamente dall'analisi nel caso dei modelli 3D) è riferita al baricentro delle sole masse ad esso collegate: il piano rigido col metodo master-slave può quindi essere rigido 'completamente' o solo parzialmente

Nodo master

Identificativo ID del nodo coincidente con il baricentro di piano G, che costituisce il nodo master nel caso di piano rigido

3D: Ecc. agg. dir.(a+90)° [Y] - dir.(a)° [X] (m)

Eccentricità Aggiuntiva (spostamento del baricentro) nel caso di analisi 3D. L'eccentricità aggiuntiva avrà un valore diverso fra le due direzioni X e Y (è pari al 5% della dimensione massima del piano perpendicolare all'azione sismica, §7.2.6). Secondo NTC08, tale eccentricità è assunta costante, per entità e direzione, su tutti gli orizzontamenti.

Piano di controllo in Pushover

con X viene indicato il piano il cui baricentro costituisce il punto di controllo per l'analisi pushover

W X/Y, Fdef. SLO/SLD/SLV a°[X]/(a+90)°[Y]

pesi di piano e forze sismiche statiche, determinati automaticamente da PCM in base ai carichi agenti sulla struttura. I valori di W e F sono distinti per i 3 stati limite di riferimento (SLO, SLD e SLV) e per le due direzioni di analisi sismica (X e Y, o più esattamente: a° e (a+90)°)

Rigidezza X/Y

rigidezza alla traslazione complessiva del piano, calcolata sui soli elementi verticali, ai fini delle verifiche sulle condizioni di regolarità

R, G

coordinate del centro delle rigidezze e del baricentro, con riferimento alle masse presenti in SLV

Ecc. GR

eccentricità del baricentro rispetto al centro delle rigidezze (ecc=G-R)

Vento +/-X,+/-Y

specifica in quale direzione e verso deve essere considerata l'azione del vento per ogni singolo piano, consentendo la trascurabilità dell'azione del vento nei casi in cui vi sia una schermatura da parte di strutture esterne all'edificio esaminato

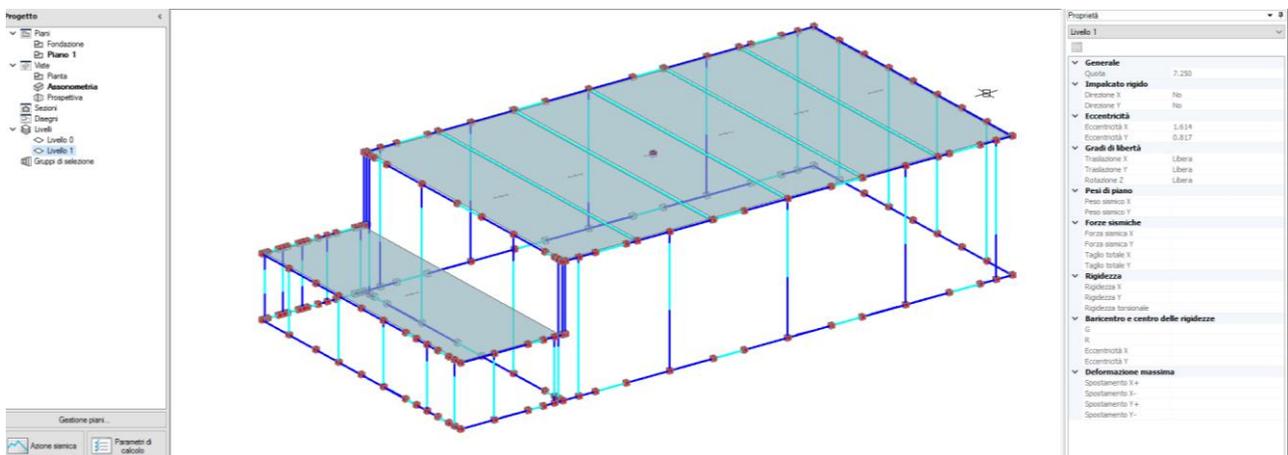
Press., Depress. X/Y

azioni di superficie dovute al vento, calcolate secondo §3.3, differenziate per ogni piano

Dati PIANI

N°	Z:altezza da fondaz. (m)	Piano Rigido (master/slave)	Nodo master	>3D:Ecc.agg. dir. (a+90)° [Y] (m)	-ecc. agg. dir. (a)° [X] (m)	Piano di controllo in Pushover	Vento +X	Vento +Y	Vento -X	Vento -Y	Press. X (kN/m^2)
1	7.250		174	0.818	1.614	X	X	X	X	X	0.50

N°	Depress. X	Press. Y	Depress. Y
1	0.25	0.50	0.25



1.7.5 MODELLAZIONE DELLE AZIONI

Forze e Spostamenti.

PCM adotta una convenzione univoca sia per le azioni esterne (carichi e cedimenti applicati ai nodi, carichi e sulle aste), sia per le azioni interne (caratteristiche di sollecitazione e di deformazione).

Forze e spostamenti sono positivi se equiversi agli assi; coppie e rotazioni sono positive se antiorarie ($x \rightarrow y$, $y \rightarrow z$, $z \rightarrow x$).

Per le azioni interne sull'asta $i-j$, la convenzione è invariata sia al nodo i iniziale, sia al nodo j finale.

Descrizione di AZIONE SISMICA e PARAMETRI DI CALCOLO

Il Sistema di Unità di Misura adottato è il Sistema Internazionale. In generale, le forze sono espresse in kN e le tensioni in N/mm².

Per alcuni parametri si riportano riferimenti normativi al D.M.14.1.2008 (alias: NTC08), evidenziati in colore blu indicando direttamente al paragrafo corrispondente; i riferimenti ad altre Normative sono preceduti dal titolo della Norma (EC = EuroCodici).

AZIONE SISMICA

Vita Nominale (anni) (§2.4.1) Numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata.

Classe d'uso (1=I,2=II,3=III,4=IV) §2.4.2 Utilizzando i valori della 'Vita Nominale' e del 'Coefficiente d'uso' corrispondente alla Classe d'uso, viene determinato il periodo di riferimento per l'azione sismica VR (§2.4.3).

Individuazione del sito: Longitudine e Latitudine ED50 (gradi sessadecimali)

Tipo di interpolazione

1 = media ponderata §All.A.[3]

2 = superficie rigata §CA

Tab.2, All.B

0 = località non in Tab.2,All.B

1-20 = isola (località posta in Tab.2,All.B), con la seguente convenzione:

1=Arcipelago Toscano, 2=Isole Egadi, 3=Pantelleria, 4=Sardegna, 5=Lampedusa, 6=Linosa, 7=Ponza, 8=Palmarola, 9=Zannone, 10=Ventotene, 11=Santo Stefano, 12=Ustica, 13=Tremiti, 14=Alicudi, 15=Filicudi, 16=Panarea, 17=Stromboli, 18=Lipari, 19=Vulcano, 20=Salina

Valori dei parametri ag (*g), F_0 , TC^* (sec) per i periodi di ritorno di riferimento:

NTC08, §All.B: *Tabelle dei parametri che definiscono l'azione sismica*

Per il sito di ubicazione della struttura, vengono specificati i valori di ag , F_0 , TC^* per i periodi di riferimento: (30, 50, 72, 101, 140, 201, 475, 975, 2475 anni).

P, VR (%) Probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR §3.2.1

Per ognuno dei 4 stati limite di riferimento (SLO, SLD, SLV, SLC) le azioni sismiche dipendono dalla corrispondente probabilità P di superamento nel periodo di riferimento VR.

Valori dei parametri ag , F_0 , TC^* e altri parametri di spettro per i periodi di ritorno TR associati a ciascuno Stato Limite §3.2

Per ognuno dei 4 stati limite di riferimento (SLO, SLD, SLV, SLC) vengono definiti TR (anni), ag (*g), F_0 , TC^* e S, TB, TC, TD (periodi in sec.)

Categoria di sottosuolo (1=A,2=B,3=C,4=D,5=E) §3.2.2

Categoria topografica (1=T1,2=T2,3=T3,4=T4) §3.2.2

Rapporto quota sito / altezza rilievo topografico §3.2.2

Coefficiente di amplificazione topografica ST §3.2.3.2.1

SLE: Smorzamento viscoso (csi) (%) §3.2.3.2.1

SLU: Rapporto α_u/α_a §7.8.1.3

Regolarità in altezza (-1=sì, 0=no) §7.3.1

SLU: Fattore di struttura Valore del fattore di struttura per la componente orizzontale del sisma. Per la componente verticale, si considera sempre $q=1.5$. Per la muratura ordinaria: edifici nuovi: §7.8.1.3, edifici esistenti: §C8.7.1.2

Microzonazione sismica

Definizione di PGA: la PGA (accelerazione orizzontale di picco al suolo), finalizzata a definire l'accelerazione sismica sostenibile dalla costruzione, può essere riferita al suolo rigido (roccia) oppure tenere conto degli effetti locali del sito attraverso il fattore di suolo S :

1 = acc. su roccia (come a, g)

2 = $a, g * S$ ($S=S, S^*S, T$)

1.7.5.1 CARICHI

Nodi. Possono essere applicati i seguenti carichi:

- Carichi Concentrati: PX PY PZ, MX MY MZ (forze e coppie)

- Cedimenti Vincolari: dX dY dZ, dphiX dphiY dphiZ (cedimenti traslazionali e rotazionali)

- Masse Concentrate: mX mY mZ, IX IY IZ (masse traslazionali e inerzie rotazionali)

Le forze concentrate ed i cedimenti vincolari traslazionali sono **positivi se equiversi agli assi globali X Y Z**; le coppie concentrate ed i cedimenti vincolari rotazionali sono **positivi se antiorari** (si tratta delle medesime convenzioni adottate in ogni parte di PCM, per esempio anche per gli spostamenti incogniti e per le reazioni vincolari).

Aste. Le tipologie di carico consentite sono le seguenti (fig. (f)):

- Carico Distribuito Uniforme: QduX, QduY, QduZ

- Carico Distribuito Lineare (max al vertice iniziale "i"): QdliX, QdliY, QdliZ

- Carico Distribuito Lineare (max al vertice finale 'j'): QdljX, QdljY, QdljZ
 - Carico Concentrato : Px, Py, Pz, Mx, My, Mz, DPi [P,M =intensità delle componenti del carico concentrato: forze e coppie; DPi = distanza del carico concentrato dal vertice iniziale i]
 - Carico Termico (nel piano locale xy): DeltaTsup, DeltaTinf.
 I Carichi agenti sulle aste (distribuiti e concentrati) sono forniti in coordinate globali (le componenti X, Y, Z sono parallele alle corrispondenti direzioni globali).
 Nel sistema di riferimento locale, le componenti di carico hanno il seguente significato: x: carico lungo l'asse dell'asta; y: carico ortogonale all'asta nel piano xy; z: carico ortogonale all'asta nel piano xz.
 I carichi (distribuiti e concentrati) sono positivi se equiversi agli assi globali o locali, a seconda del sistema di riferimento; le coppie sono positive se antiorarie.
 Con questa convenzione, ad esempio per le travi di un impalcato, i carichi dovuti ai pesi sono di tipo Z, con segno negativo.

NODI

I carichi sui Nodi sono organizzati in un elenco dove sono indicati i numeri dei nodi interessati dai carichi, ed i carichi stessi, espressi nelle coordinate globali (XYZ). Si tratta di carichi in senso generalizzato: oltre infatti ai veri e propri carichi, possono essere applicati anche cedimenti vincolari anelastici e masse concentrate.
 Le **tipologie di carico** consentite dalla versione corrente di PCM sono le seguenti (per ogni carico sono elencati i dati corrispondenti):
 - **Carichi Concentrati:** FX FY FZ, MX MY MZ (forze e coppie)
 - **Cedimenti Vincolari:** uX uY uZ, φX φY φZ (cedimenti traslazionali e rotazionali). L'unità di misura angolare *mrad* indica i millesimi di radiante. Per esempio: 1 mrad = 0.001 rad.
 - **Masse Concentrate:** mX mY mZ, IX IY IZ (masse traslazionali e inerzie rotazionali)

Non è prevista l'applicazione ad uno stesso nodo, nella medesima Condizione di Carico Elementare, di un cedimento vincolare e di un'azione concentrata corrispondente. I cedimenti vincolari devono sempre corrispondere a componenti vincolate del nodo (per esempio, in caso di cedimento lungo Z, la componente **w** del nodo - specificata nei dati geometrici - deve essere 0). Le forze concentrate ed i cedimenti vincolari traslazionali sono **positivi se equiversi agli assi globali X Y Z**; le coppie concentrate ed i cedimenti vincolari rotazionali sono **positivi se antiorari** (si tratta delle medesime convenzioni adottate in ogni parte di PCM, per esempio anche per gli spostamenti incogniti e per le reazioni vincolari). Le aste ai cui nodi estremi sono applicati cedimenti vincolari devono necessariamente non presentare rigidità, e quindi devono avere luce deformabile coincidente con la lunghezza.

ASTE

I carichi sulle Aste sono organizzati in un elenco dove sono indicati i numeri delle aste interessate dai carichi, ed i carichi stessi espressi in coordinate globali (XYZ).
 Le **tipologie di carico** consentite dalla versione corrente di PCM sono le seguenti (per ogni carico sono elencati i dati corrispondenti):
 - **Carico Distribuito Uniforme:** n°asta, Sist.rif., Componenti X,Y,Z, Su luce deformabile, Generato da Solai
 - **Carico Distribuito Lineare (max al vertice iniziale 'i')**: n°asta, Sist.rif., Componenti X,Y,Z, Su luce deformabile
 - **Carico Distribuito Lineare (max al vertice finale 'j')**: n°asta, Sist.rif., Componenti X,Y,Z, Su luce deformabile
 - **Carico Concentrato:** n°asta, Sist.rif., Px, Py, Pz, Mx, My, Mz, DPi, Generato da Solai
 [P,M =intensità delle componenti del carico concentrato: forze e coppie; DPi = distanza del carico concentrato dal vertice iniziale i]
 - **Carico Termico (nel piano locale xz)**: n°asta, DeltaT estradosso, DeltaT intradosso.
Sist.rif. = sistema di riferimento globale (0).
Componenti X,Y,Z = i carichi agenti sulle aste (distribuiti e concentrati) sono forniti in coordinate globali (per convenzione, ciò viene indicato da 0): le componenti X, Y, Z sono parallele alle corrispondenti direzioni globali.
 I carichi (distribuiti e concentrati) sono positivi se equiversi agli assi globali; le coppie sono positive se antiorarie. Con questa convenzione, ad esempio per le travi di un impalcato, i carichi dovuti ai pesi propri sono orientati secondo l'asse globale Z, con segno negativo.
Su luce deformabile = i carichi distribuiti agenti sulle aste possono essere applicati sulla luce completa oppure solo sulla luce deformabile, diversa dalla completa qualora vi sia una zona rigida iniziale e/o finale.

CARICHI: CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI

Condizione di Carico Elementare n°1

PARAMETRI GENERALI
 Permanente
 Tipo di Azione [S2.5] = 1. Permanente strutturale (G1)
 Livelli di intensità dell'azione variabile:
 - (psi),0 (valore raro) = 1.00
 - (psi),1 (valore frequente) = 1.00
 - (psi),2 (valore quasi-permanente) = 1.00
 Moltiplicatori per Generazione Masse = 110001

NODI: Carichi Concentrati

N.nodo	Forze (kN)			Momenti (kNm)		
	PX	PY	PZ	MX	MY	MZ
4			-2.93			
4			-1.78			
8			-1.78			
8			-2.93			
9			-3.06			
9			-2.11			
14			-2.11			
14			-3.06			
15			-2.11			
15			-3.06			
20			-3.06			
20			-2.11			
21			-3.04			
21			-2.11			
25			-3.04			
25			-2.11			
30			-1.78			
30			-3.04			
34			-1.78			
34			-3.04			
35			-2.11			

35			-3.06			
40			-2.11			
40			-3.06			
41			-2.11			
41			-3.06			
46			-2.11			
46			-3.06			
47			-2.11			
47			-2.93			
51			-2.93			
51			-2.11			
56			-2.55			
56			-8.55			
56			-2.98			
60			-8.55			
60			-2.98			
60			-2.55			
61			-5.10			
61			-5.96			
61			-16.38			
64			-16.38			
64			-5.96			
64			-5.10			
65			-2.04			
65			-2.39			
65			-7.42			
68			-2.04			
68			-7.42			
68			-2.39			
73			-1.28			
73			-1.29			
77			-1.28			
77			-1.29			
83			-0.93			
83			-0.93			
88			-0.93			
88			-0.93			
89			-0.93			
89			-0.93			
94			-0.93			
94			-0.93			
95			-0.93			
95			-0.93			
99			-0.93			
99			-0.93			
100			-1.57			
100			-1.58			
103			-1.58			
103			-1.57			
118			-2.68			
118			-1.62			
122			-1.62			
122			-2.68			
123			-2.68			
123			-1.28			
127			-2.68			
127			-1.28			

ASTE: Carichi Distribuiti Uniformi

N.asta	Carichi (kN/m)								
	qx	qy	qz						
1			-6.84	61		-5.10	129		-11.13
2			-3.26	62		-5.96	130		-5.96
3			-3.26	62		-5.10	131		-5.96
4			-18.36	63		-3.60	132		-13.32
6			-18.36	67		-3.86	133		-5.96
9			-3.40	69		-2.87	134		-5.96
10			-3.40	70		-11.81	139		-18.75
11			-18.36	72		-2.87	140		-18.75
14			-6.84	73		-2.87	141		-18.75
16			-3.37	74		-2.76	142		-18.75
17			-3.37	76		-0.98	143		-18.75
19			-12.24	78		-2.87	144		-18.75
21			-12.24	79		-2.87	145		-18.75
23			-12.24	80		-1.50	146		-18.75
25			-6.84	83		-2.87	147		-18.75
26			-3.37	84		-2.87	148		-18.75
27			-3.37	85		-1.50	149		-18.75
28			-18.36	88		-2.87	150		-18.75
30			-18.36	89		-2.87	151		-18.75
33			-3.40	90		-3.17	152		-18.75
34			-3.40	92		-2.87	153		-18.75
35			-18.36	93		-2.87	154		-18.75
38			-6.84	94		-2.08	155		-18.75
40			-3.26	95		-2.87	156		-18.75
41			-3.26	96		-5.16	157		-18.75
43			-12.24	98		-5.16	158		-18.75
45			-12.24	100		-5.16	159		-18.75
47			-12.24	103		-14.94	160		-18.75
49			-3.05	104		-5.10	161		-18.75
51			-5.96	105		-5.10	162		-18.75
51			-5.10	106		-14.40	163		-18.75
52			-5.96	107		-5.10	164		-18.75
52			-5.10	108		-5.10	165		-18.75
53			-20.89	109		-14.40	166		-18.75
55			-5.96	110		-5.10	167		-18.75
55			-5.10	111		-5.10	168		-18.75
56			-5.96	112		-14.94	169		-18.75
56			-5.96	113		-5.10	170		-18.75
57			-18.72	114		-5.10	171		-18.75
58			-5.10	115		-2.85	172		-18.75
58			-5.96	116		-5.96	173		-18.75
59			-5.10	117		-5.96	174		-18.75
59			-5.96	118		-5.28	175		-18.75
60			-2.34	120		-5.96	176		-18.75
61			-5.96	121		-5.96	177		-18.75
				122		-10.93	178		-18.75
				124		-5.96	179		-18.75
				125		-5.96	180		-18.75
				127		-2.76	181		-18.75

182		-18.75	208	-18.75	226	-5.19
183		-18.75	209	-18.75	226	-4.69
184		-18.75	210	-18.75	226	-5.10
185		-18.75	211	-18.75	227	-2.87
186		-18.75	212	-18.75	228	-3.26
187		-18.75	213	-18.75	229	-3.26
188		-18.75	214	-18.75	230	-2.87
189		-18.75	215	-18.75	231	-3.37
190		-18.75	216	-18.75	232	-3.40
191		-18.75	217	-4.69	233	-3.40
192		-18.75	218	-5.10	234	-3.37
193		-18.75	218	-5.19	235	-3.40
194		-18.75	218	-4.69	236	-3.40
195		-18.75	219	-4.69	237	-3.40
196		-18.75	220	-5.19	238	-3.40
197		-18.75	220	-5.19	239	-3.40
198		-18.75	220	-4.69	240	-3.40
199		-18.75	221	-4.69	241	-3.40
200		-18.75	222	-5.19	242	-3.40
201		-18.75	222	-5.19	243	-3.40
202		-18.75	222	-4.69	244	-3.26
203		-18.75	223	-4.69	245	-3.26
204		-18.75	224	-4.69	246	-3.40
205		-18.75	224	-5.19		
206		-18.75	224	-5.19		
207		-18.75	225	-4.69		

Condizione di Carico Elementare n°2

PARAMETRI GENERALI

Permanente non strutturale
 Tipo di Azione [S2.5] = 2. Permanente non strutturale (G2)
 Livelli di intensità dell'azione variabile:
 - (psi),0 (valore raro) = 1.00
 - (psi),1 (valore frequente) = 1.00
 - (psi),2 (valore quasi-permanente) = 1.00
 Moltiplicatori per Generazione Masse = 110001

NODI: Carichi Concentrati

N.nodo	Forze (kN)			Momenti (kNm)		
	PX	PY	PZ	MX	MY	MZ
4			-1.96			
8			-1.96			
9			-2.04			
14			-2.04			
15			-2.04			
20			-2.04			
21			-2.02			
25			-2.02			
30			-2.02			
34			-2.02			
35			-2.04			
40			-2.04			
41			-2.04			
46			-2.04			
47			-1.96			
51			-1.96			
56			-1.19			
56			-1.70			
60			-1.19			
60			-1.70			
61			-3.40			
61			-2.39			
64			-2.39			
64			-3.40			
65			-1.36			
65			-0.95			
68			-0.95			
68			-1.36			
73			-0.52			
77			-0.52			
83			-0.37			
88			-0.37			
89			-0.37			
94			-0.37			
95			-0.37			
99			-0.37			
100			-0.63			
103			-0.63			
118			-1.07			
122			-1.07			
123			-1.07			
127			-1.07			

ASTE: Carichi Distribuiti Uniformi

N.asta	Carichi (kN/m)		qZ				
	qX	qY					
				55	-3.40	93	-1.15
				56	-3.40	95	-1.15
				56	-2.39	104	-3.40
				58	-3.40	105	-3.40
2		-2.17		58	-2.39	107	-3.40
3		-2.17		59	-3.40	108	-3.40
9		-2.26		59	-2.39	110	-3.40
10		-2.26		61	-2.39	111	-3.40
16		-2.25		61	-3.40	113	-3.40
17		-2.25		62	-2.39	114	-3.40
26		-2.25		62	-3.40	116	-2.39
27		-2.25		69	-1.15	117	-2.39
33		-2.26		72	-1.15	120	-2.39
34		-2.26		73	-1.15	121	-2.39
40		-2.17		78	-1.15	124	-2.39
41		-2.17		79	-1.15	125	-2.39
51		-2.39		83	-1.15	130	-2.39
51		-3.40		84	-1.15	131	-2.39
52		-2.39		88	-1.15	133	-2.39
52		-3.40		89	-1.15	134	-2.39
55		-2.39		92	-1.15	218	-3.46

218		-3.40	228	-2.17	238	-2.26
220		-3.46	229	-2.17	239	-2.26
220		-3.46	230	-1.15	240	-2.26
222		-3.46	231	-2.25	241	-2.26
222		-3.46	232	-2.26	242	-2.26
224		-3.46	233	-2.26	243	-2.26
224		-3.46	234	-2.25	244	-2.17
226		-3.40	235	-2.26	245	-2.17
226		-3.46	236	-2.26	246	-2.26
227		-1.15	237	-2.26		

Condizione di Carico Elementare n°3

PARAMETRI GENERALI

Neve
 Tipo di Azione [S2.5] = 16. Var.(Qk): Neve (a quota <=1000 m. slm)
 Livelli di intensità dell'azione variabile:
 - (psi),0 (valore raro) = 0.50
 - (psi),1 (valore frequente) = 0.20
 - (psi),2 (valore quasi-permanente) = 0.00
 Moltiplicatori per Generazione Masse = 110001

NODI: Carichi Concentrati

N.nodo	Forze (kN)			Momenti (kNm)		
	PX	PY	PZ	MX	MY	MZ
4			-0.78			
8			-0.78			
9			-0.82			
14			-0.82			
15			-0.82			
20			-0.82			
21			-0.81			
25			-0.81			
30			-0.81			
34			-0.81			
35			-0.82			
40			-0.82			
41			-0.82			
46			-0.82			
47			-0.78			
51			-0.78			
56			-2.62			
56			-0.68			
60			-2.62			
60			-0.68			
61			-1.36			
61			-5.25			
64			-5.25			
64			-1.36			
65			-0.54			
65			-2.10			
68			-2.10			
68			-0.54			
73			-1.14			
77			-1.14			
83			-0.82			
88			-0.82			
89			-0.82			
94			-0.82			
95			-0.82			
99			-0.82			
100			-1.39			
103			-1.39			
118			-2.36			
122			-2.36			
123			-2.36			
127			-2.36			

ASTE: Carichi Distribuiti Uniformi

N.asta	Carichi (kN/m)		62	218	-1.39
	qX	qY			
			69	218	-1.36
			72	220	-1.39
			73	220	-1.39
2		-0.87	78	222	-1.39
3		-0.87	79	222	-1.39
9		-0.91	83	224	-1.39
10		-0.91	84	224	-1.39
16		-0.90	88	226	-1.36
17		-0.90	89	226	-1.39
26		-0.90	92	227	-2.53
27		-0.90	93	228	-0.87
33		-0.91	95	229	-0.87
34		-0.91	104	230	-2.53
40		-0.87	105	231	-0.90
41		-0.87	107	232	-0.91
51		-5.25	108	233	-0.91
51		-1.36	110	234	-0.90
52		-5.25	111	235	-0.91
52		-1.36	113	236	-0.91
55		-5.25	114	237	-0.91
55		-1.36	116	238	-0.91
56		-1.36	117	239	-0.91
56		-5.25	120	240	-0.91
58		-1.36	121	241	-0.91
58		-5.25	124	242	-0.91
59		-1.36	125	243	-0.91
59		-5.25	130	244	-0.87
61		-5.25	131	245	-0.87
61		-1.36	133	246	-0.91
62		-5.25	134		

Condizione di Carico Elementare n°4

PARAMETRI GENERALI

Vento +X
 Tipo di Azione [S2.5] = 12. Var.(Qk): Vento +X

Livelli di intensità dell'azione variabile:
 - (psi),0 (valore raro) = 0.60
 - (psi),1 (valore frequente) = 0.20
 - (psi),2 (valore quasi-permanente) = 0.00
 Moltiplicatori per Generazione Masse = 110001

ASTE: Carichi Distribuiti Uniformi

N.asta	Carichi (kN/m)		
	qX	qY	qZ
49	0.35		
53	1.91		
57	1.73		
60	0.28		
103	1.04		
106	1.00		
109	1.00		
112	1.04		

Condizione di Carico Elementare n°5

PARAMETRI GENERALI

Vento +Y
 Tipo di Azione [S2.5] = 13. Var. (Qk): Vento +Y
 Livelli di intensità dell'azione variabile:
 - (psi),0 (valore raro) = 0.60
 - (psi),1 (valore frequente) = 0.20
 - (psi),2 (valore quasi-permanente) = 0.00
 Moltiplicatori per Generazione Masse = 110001

ASTE: Carichi Distribuiti Uniformi

N.asta	Carichi (kN/m)		
	qX	qY	qZ
1		1.40	
4		3.45	
6		3.45	
11		3.45	
14		1.40	
25		0.70	
28		1.73	
30		1.73	
35		1.73	
38		0.70	
67		0.86	
70		2.19	
76		0.16	
80		0.28	
85		0.28	
90		0.48	
94		0.31	

Condizione di Carico Elementare n°6

PARAMETRI GENERALI

Vento -X
 Tipo di Azione [S2.5] = 14. Var. (Qk): Vento -X

Livelli di intensità dell'azione variabile:
 - (psi),0 (valore raro) = 0.60
 - (psi),1 (valore frequente) = 0.20
 - (psi),2 (valore quasi-permanente) = 0.00
 Moltiplicatori per Generazione Masse = 110001

ASTE: Carichi Distribuiti Uniformi

N.asta	Carichi (kN/m)		
	qX	qY	qZ
49	-0.18		
53	-0.96		
57	-0.87		
60	-0.14		
103	-2.08		
106	-2.00		
109	-2.00		
112	-2.08		

Condizione di Carico Elementare n°7

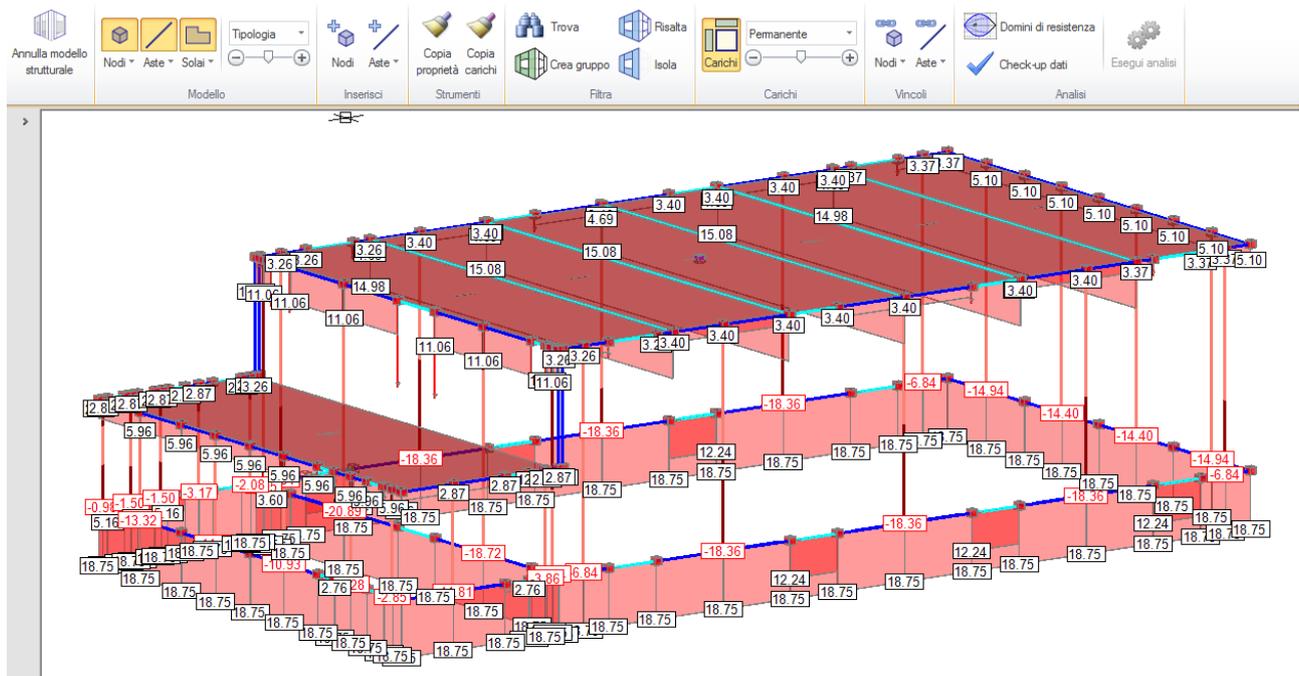
PARAMETRI GENERALI

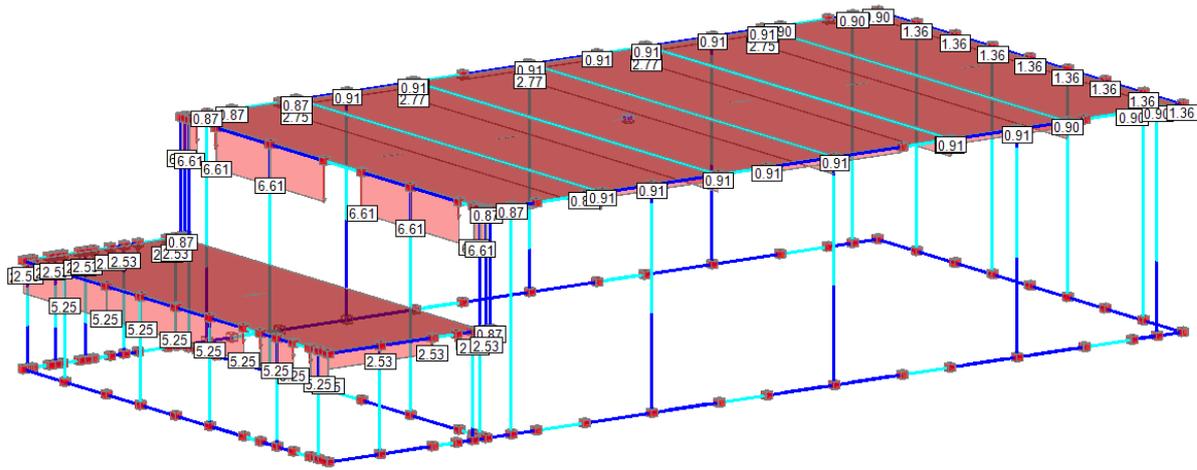
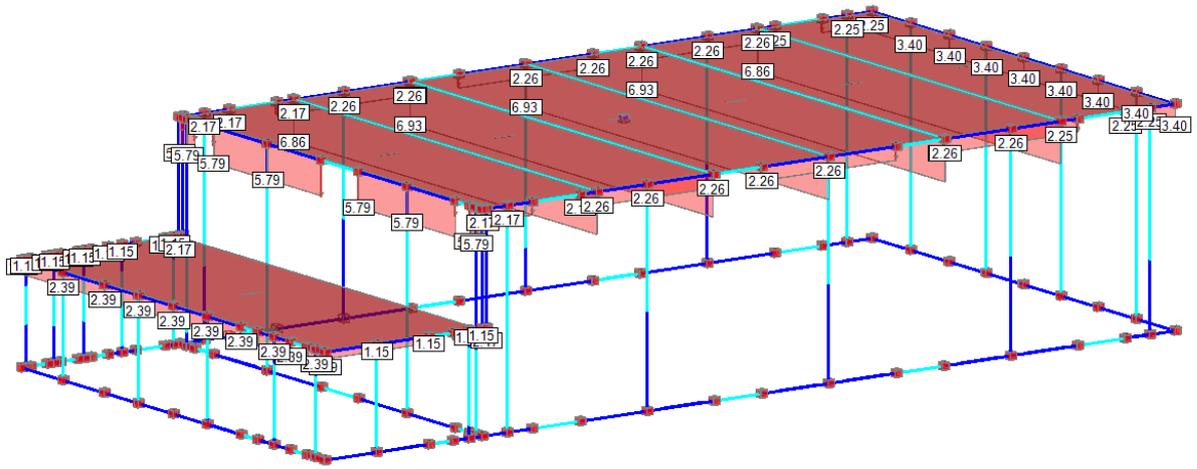
Vento -Y
 Tipo di Azione [S2.5] = 15. Var. (Qk): Vento -Y
 Livelli di intensità dell'azione variabile:
 - (psi),0 (valore raro) = 0.60
 - (psi),1 (valore frequente) = 0.20
 - (psi),2 (valore quasi-permanente) = 0.00
 Moltiplicatori per Generazione Masse = 110001

ASTE: Carichi Distribuiti Uniformi

N.asta	Carichi (kN/m)		
	qX	qY	qZ
1		-0.70	
4		-1.73	
6		-1.73	
11		-1.73	
14		-0.70	
25		-1.40	
28		-3.45	
30		-3.45	
35		-3.45	
38		-1.40	
67		-0.43	
70		-1.10	
76		-0.33	
80		-0.57	
85		-0.57	
90		-0.97	
94		-0.62	

Di seguito vengono riportate le immagini del modello con l'attribuzione dei carichi dal solaio agli elementi resistenti





1.7.6 COMBINAZIONE DI CARICO E RISULTANTE DEI CARICHI APPLICATI

CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI

Ogni Condizione di Carico elementare (CCE) descrive un gruppo di dati omogenei, che possono essere cioè trattati con i medesimi coefficienti moltiplicativi sia nelle Combinazioni delle Condizioni di Carico (CCC) definite per analisi lineari statiche non sismiche (§2.3), sia nella combinazione sismica (§3.2.4).

Le CCE vengono create da PCM in base alla popolazione dei diversi Tipi di Azioni previste dalla Normativa vigente (§2.5.3).

PARAMETRI GENERALI

Dopo una descrizione sintetica della CCE, sono riportati i seguenti parametri.

Tipologia: indica la tipologia dell'azione.

Tipo di Azione: specifica il tipo di azione in accordo con Tab.2.5.1 (§2.5.3) .

Livelli di intensità dell'azione variabile: (psi),0 (valore raro), **(psi),1** (valore frequente), **(psi),2** (valore quasi-permanente).

I coefficienti di combinazione ψ (§2.5.3, Tab.2.5.1) sono suddivisi in ψ_0 , ψ_1 e ψ_2 , ed assumono valori dipendenti dal tipo di ambiente (uso residenziale, uffici, ecc.) e dal tipo di azione. Ai fini dell'analisi sismica, gli unici coefficienti moltiplicativi delle azioni variabili sono gli ψ_2 (§2.5.5, §2.5.3); pertanto, le masse sismiche non dipendono dallo stato limite di riferimento (SLD o SLV).

Per l'Analisi Statica (non sismica) degli edifici in muratura, le combinazioni dei carichi utilizzano i coefficienti ψ_0 (§2.5.1, §2.5.3) e i coefficienti parziali di sicurezza γ (γ_G e γ_Q) (§2.6.1, Tab.2.6.1).

Per i carichi permanenti G_k , ed i carichi di precompressione P_k , i coefficienti ψ_0 , ψ_1 e ψ_2 vengono tutti posti pari a 1.0.

Moltiplicatori per Generazione Masse

I 6 valori (una sequenza di caratteri 0 o 1) indicano i moltiplicatori dei carichi agenti sui nodi ai fini della generazione delle masse a partire dai carichi applicati, e più esattamente corrispondono a: mX, mY, mZ, IX, IY, IZ, dove (con riferimento agli assi globali XYZ): mX, mY, mZ sono le masse traslazionali; IX, IY, IZ sono le inerzie rotazionali.

Normalmente, nelle analisi 3D le masse generate automaticamente sono masse traslazionali lungo gli assi orizzontali (mX e mY) e inerzie rotazionali intorno all'asse verticale (IZ), quindi i moltiplicatori sono definiti da: "110001".

Per analisi 2D, viene considerata la sola traslazione lungo l'asse orizzontale X: "100000".

Qualora si considerino anche effetti sismici verticali, si può avere: nel 3D: "111001"; nel 2D: "101000".

Nell'analisi modale verranno considerate, nelle Condizioni di Carico sismicamente attive:

- sia le masse concentrate direttamente specificate, in corrispondenza dei nodi;

- sia le masse generate automaticamente nei nodi a partire dai carichi applicati, secondo i 'moltiplicatori per generazione masse'. Qualora si desideri che nessun carico direttamente specificato nella Condizione di Carico si traduca in massa, è sufficiente specificare "000000": in tal caso, se la condizione è sismicamente attiva (cioè, non deve essere ignorata: si riconosce dai valori del coefficiente sismico ψ_2), verranno considerate solo le masse concentrate direttamente specificate.

Le masse generate coincidono con le masse sismicamente attive, cioè associate ai carichi gravitazionali secondo la (3.2.17), §3.2.4:

$$G_{1,j} + G_{2,j} + \sum (\psi_{2,j} * Q_{k,j})$$

COMBINAZIONI DI CONDIZIONI DI CARICO

Le CCC (Combinazioni di Condizioni di Carico elementari) consentono la generazione di caratteristiche di sollecitazione e di deformazione per le combinazioni delle condizioni di carico elementari ai fini delle analisi statiche (la combinazione di carico sismica viene generata automaticamente dal software, vd. oltre).

Ogni CCC è caratterizzata anzitutto da una descrizione sintetica, e poi dai parametri qui di seguito elencati.

Tipo di Combinazione Statica [§2.5.3]: specifica la tipologia della singola Combinazione, secondo la convenzione qui di seguito riportata:

1) Generica

2) Fondamentale (SLU) (2.5.1),§2.5.3

3) Caratteristica (rara) (SLE) (2.5.2),§2.5.3

4) Frequente (SLE) (2.5.3),§2.5.3

5) Quasi permanente (SLE) (2.5.4),§2.5.3

In ogni CCC sono prese in considerazione tutte le CCE, e per ognuna delle CCE sono riportati i seguenti parametri:

Coefficiente γ (gamma), (moltiplicatore);

Variabile, dominante: se affermativo, indica che, nella CCC, la CCE assume il ruolo dominante svolto, nella combinazione, da un carico variabile. Il dato è ininfluente per le CCE corrispondenti a carichi permanenti;

ψ (psi) = coefficiente di combinazione dell'azione variabile; il valore coincide con il corrispondente dato definito nelle CCE, e si riferisce a: ψ_0 per i carichi variabili (non dominanti) delle combinazioni di tipo fondamentale o caratteristica (rara) (per il variabile dominante: $\psi=1.0$); ψ_1 per il variabile dominante della combinazione di tipo frequente; ψ_2 per i variabili non dominanti della combinazione frequente e per tutti i variabili della combinazione quasi permanente.

Moltiplicatore di calcolo.

L'organizzazione dei dati permette le seguenti valutazioni:

(a) effetti di combinazioni delle CCE con moltiplicatori generici (senza diretti riferimenti a combinazioni di tipo statico o sismico, o alla tipologia della struttura, che può essere o meno in muratura). In tal caso:

la CCC è una combinazione Generica (tipo 1 nella convenzione di PCM); i coefficienti γ sono trattati come moltiplicatori generici (il moltiplicatore di calcolo di ogni singola CCE è direttamente uguale al γ (molt.) della CCE);

(b) combinazioni di CCE di tipo fondamentale per l'analisi statica e le corrispondenti verifiche di sicurezza di edifici in muratura a SLU, secondo (2.5.1),§2.5.3. In tal caso:

la CCC è una combinazione di tipo Fondamentale (tipo 2 nella convenzione di PCM). PCM esegue le verifiche statiche a SLU (per la muratura), secondo §4.5.6, in corrispondenza delle sole CCC Fondamentali; il coefficiente γ coincide con il coefficiente parziale per le azioni γ_G o γ_Q (§2.6.1, Tab.2.6.1); il moltiplicatore di calcolo di ogni CCE è pari a $\gamma * \psi_0$. Si osservi che: per le CCE di tipo G1, G2 e P, ψ_0 è automaticamente posto pari a 1.0; per le CCC dove è dominante un tipo di azione variabile, per essa viene trascurata la riduzione dovuta a ψ_0 (il che equivale a porlo = 1.0).

(c) combinazioni di CCE di tipo raro, frequente o quasi permanente per l'analisi statica a SLE, secondo §2.5.3. In tal caso:

la CCC è una combinazione relativa ad uno Stato Limite di Esercizio (la combinazione è identificata da uno dei tipi 3,4 o 5 nella convenzione di PCM). Per tali combinazioni viene eseguita l'analisi, e quindi sono forniti spostamenti e sollecitazioni, ma non vengono

eseguite verifiche di sicurezza. Per gli edifici in muratura, secondo §4.5.6.3 non è generalmente necessario eseguire verifiche nei confronti degli SLE quando siano soddisfatte le verifiche nei confronti degli SLU. I risultati dell'analisi per SLE possono essere convenientemente utilizzati ad esempio per verifiche a parte di SLE riguardanti elementi in altra tecnologia (c.a., acciaio) presenti in una struttura in muratura mista.

Le combinazioni per SLE sono caratterizzate dai seguenti parametri:

- non sono considerati coefficienti parziali per le azioni γ_G o γ_Q , specifici per combinazioni SLU (in pratica: $\gamma_G = \gamma_Q = 1.0$);
- i coefficienti ψ di combinazione delle CCE corrispondenti ad azioni variabili dipendono dal tipo di combinazione.

Il moltiplicatore di calcolo di ogni CCE è pari a ψ . Si osservi che: per le CCE di tipo G1, G2 e P, ψ è sempre posto pari a 1.0; per le CCC rare (analogamente alle fondamentali) dove è dominante un tipo di azione variabile, per tale azione viene trascurata la riduzione dovuta a ψ_0 (il che equivale a $\psi_0 = 1.0$).

In ogni caso, **l'elenco delle CCC si riferisce alla risoluzione di combinazioni di tipo statico (non sismico)**, e vengono quindi processate solo se è stata selezionata l'Analisi Statica Lineare NON Sismica.

COMBINAZIONI DI CARICO per ANALISI STATICA: SLU per Verifiche di sicurezza di Edifici in Muratura

Per quanto sopra descritto, le combinazioni di carico processate da PCM in Analisi Statica non sismica, finalizzate alle Verifiche di sicurezza di Edifici in muratura, sono le combinazioni di tipo fondamentale, impiegate per gli stati limite ultimi SLU (2.5.1) §2.5.3, espresse dalla formulazione:

$$\gamma_{G1} * G_{,1} + \gamma_{G2} * G_{,2} + \gamma_P * P + \gamma_{Q1} * Q_{k,1} + \gamma_{Q2} * \psi_{0,2} Q_{k,2} + \gamma_{Q3} * \psi_{0,3} Q_{k,3} + \dots$$

La definizione delle azioni rispetta quanto formulato in §2.5.1.3 e §2.5.2; in particolare $Q_{k,1}$ è l'azione variabile dominante, mentre $Q_{k,2}$, $Q_{k,3}$, ..., sono azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante. Le azioni variabili $Q_{k,j}$ vengono combinate con i coefficienti di combinazione ψ i cui valori sono forniti in §2.5.3, Tab.2.5.1.

Come già osservato, in base a quanto espressamente indicato per gli edifici in muratura in §4.5.6.3: "Non è generalmente necessario eseguire verifiche nei confronti di stati limite di esercizio (SLE) di strutture in muratura, quando siano soddisfatte le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)", le combinazioni fondamentali (2.5.1) sono esaustive nei confronti delle verifiche in Analisi Statica non sismica.

COMBINAZIONI DI CARICO per ANALISI SISMICA

Per quanto riguarda le azioni competenti al calcolo sismico, la combinazione sismica (§3.2.4) viene creata automaticamente e quindi non richiede una sua identificazione specifica nell'elenco delle combinazioni di PCM. La combinazione sismica esaminata è quindi la seguente:

$$G_{,1} + G_{,2} + P + E + \sum(\psi_{2,j} * Q_{k,j})$$

Conformemente a §2.5.3, la combinazione sismica viene impiegata per gli **Stati Limite Ultimi** connessi all'azione sismica E. Le verifiche di sicurezza sismiche a SLU vengono condotte con riferimento allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV). Per quanto riguarda lo stato limite di collasso (SLC), le Norme precisano:

- in §7.1 che le verifiche nei confronti di tutti gli stati limite ultimi sono soddisfatte quando lo siano le verifiche relative al solo SLV;
 - in §C7.1 che le verifiche a SLC devono essere effettuate di necessità sulle sole costruzioni provviste di isolamento sismico.
- Inoltre, per gli edifici esistenti in §C8.7.1.1 si afferma che "il soddisfacimento della verifica a SLV implica anche il soddisfacimento della verifica a SLC". Per tali motivi in PCM le verifiche di sicurezza sismiche per stati limite ultimi si riferiscono al solo SLV. Verifiche sismiche per **Stati Limite di Esercizio** riguardano, in generale, la deformazione per SLD (stato limite di danno); nel caso degli edifici esistenti, tali verifiche non sono obbligatorie qualora si valuti la sicurezza con riferimento ai soli SLU (§8.3). Per edifici di classe III o IV per i quali si vogliono limitare i danneggiamenti strutturali, si devono svolgere ulteriori verifiche per stati limite di esercizio: in SLD si eseguono verifiche di resistenza utilizzando la combinazione sismica e calcolando lo spettro di risposta con la posizione $\eta = 2/3$ (§7.3.7.1); in SLO (stato limite di operatività) si eseguono verifiche degli spostamenti secondo §7.3.7.2.

CARICHI: COMBINAZIONI DI CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI

Segue: elenco delle CCC (Combinazioni di Condizioni di Carico), utilizzate in Analisi Statica Lineare (non Sismica), in accordo con §2.5 D.M.14.1.2008. Per quanto riguarda l'Analisi Sismica, PCM considera automaticamente l'unica combinazione di carichi prevista (§3.2.4): si intende che l'analisi sismica viene quindi svolta tenendo conto degli eventuali effetti torsionali aggiuntivi (§7.2.6) e combinando i risultati corrispondenti alle diverse direzioni di analisi (§7.3.5), secondo le opzioni scelte nei Parametri di Calcolo.

Elenco delle CCC. Per ogni CCC vengono indicati:

- la numerazione progressiva;
- per CCC non generiche:
 - lo Stato Limite di riferimento (SLU o SLE);
 - il codice identificativo della CCC in ambiente software PCM;
 - la Tipologia (Fondamentale, Frequente, QuasiPermanente) / l'Azione Dominante / l'eventuale altra azione che caratterizza la CCC;
 - per CCC SLU (di tipo Fondamentale): i coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE (coefficienti parziali di sicurezza, Tab. 2.6.I in §2.6.1);
 - i coefficienti (psi) (coefficienti di combinazione, Tab. 2.5.I in §2.5.3):
 - per la tipologia Fondamentale: (psi) = (psi),0;
 - per la tipologia Frequente: (psi) = (psi),1 per l'Azione Dominante, e: (psi) = (psi),2 per le altre azioni variabili che possono agire contemporaneamente all'azione dominante;
 - per la tipologia QuasiPermanente: (psi) = (psi),2;
 - per CCC SLU (di tipo Fondamentale): i moltiplicatori di calcolo per le CCE, pari a: (gamma) per l'Azione Dominante, (gamma)*(psi),0 per le altre azioni variabili che possono agire contemporaneamente all'azione dominante;
- per eventuali CCC generiche:
 - i coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE.

Combinazione di Condizioni di Carico n°1

SLU: Combinazione 37 (Fondamentale/Neve/Vento +X)
 CCC fondamentale (SLU)
 Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 1.50, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 0.00
 (psi),0 per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) -, 4) 0.60, 5) 0.60, 6) 0.60, 7) 0.60
 Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 0.90, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 0.00

Combinazione di Condizioni di Carico n°2

SLU: Combinazione 38 (Fondamentale/Neve/Vento +Y)
 CCC fondamentale (SLU)
 Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 1.50, 6) 0.00, 7) 0.00
 (psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) -, 4) 0.60, 5) 0.60, 6) 0.60, 7) 0.60
 Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 0.90, 6) 0.00, 7) 0.00

Combinazione di Condizioni di Carico n°3

SLU: Combinazione 39 (Fondamentale/Neve/Vento -X)
 CCC fondamentale (SLU)
 Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 1.50, 7) 0.00
 (psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) -, 4) 0.60, 5) 0.60, 6) 0.60, 7) 0.60
 Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 0.90, 7) 0.00

Combinazione di Condizioni di Carico n°4

SLU: Combinazione 40 (Fondamentale/Neve/Vento -Y)
 CCC fondamentale (SLU)
 Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 1.50
 (psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) -, 4) 0.60, 5) 0.60, 6) 0.60, 7) 0.60
 Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 0.90

Combinazione di Condizioni di Carico n°5

SLU: Combinazione 41 (Fondamentale/Vento +X)
 CCC fondamentale (SLU)
 Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 1.50, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 0.00
 (psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) 0.50, 4) -, 5) 0.60, 6) 0.60, 7) 0.60
 Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 0.75, 4) 1.50, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 0.00

Combinazione di Condizioni di Carico n°6

SLU: Combinazione 42 (Fondamentale/Vento +Y)
 CCC fondamentale (SLU)
 Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 1.50, 6) 0.00, 7) 0.00
 (psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) 0.50, 4) 0.60, 5) -, 6) 0.60, 7) 0.60
 Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 0.75, 4) 0.00, 5) 1.50, 6) 0.00, 7) 0.00

Combinazione di Condizioni di Carico n°7

SLU: Combinazione 43 (Fondamentale/Vento -X)
 CCC fondamentale (SLU)
 Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 1.50, 7) 0.00
 (psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) 0.50, 4) 0.60, 5) 0.60, 6) -, 7) 0.60
 Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 0.75, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 1.50, 7) 0.00

Combinazione di Condizioni di Carico n°8

SLU: Combinazione 44 (Fondamentale/Vento -Y)
 CCC fondamentale (SLU)
 Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 1.50
 (psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) 0.50, 4) 0.60, 5) 0.60, 6) 0.60, 7) -
 Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 0.75, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 1.50

Combinazione di Condizioni di Carico n°9

SLE: Combinazione 37 (Frequente/Neve/Vento +X)
 CCC frequente (SLE)
 (psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.2, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0

Combinazione di Condizioni di Carico n°10

SLE: Combinazione 38 (Frequente/Neve/Vento +Y)
 CCC frequente (SLE)
 (psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.2, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0

Combinazione di Condizioni di Carico n°11

SLE: Combinazione 39 (Frequente/Neve/Vento -X)
 CCC frequente (SLE)
 (psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.2, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0

Combinazione di Condizioni di Carico n°12

SLE: Combinazione 40 (Frequente/Neve/Vento -Y)
 CCC frequente (SLE)
 (psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.2, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0

Combinazione di Condizioni di Carico n°13

SLE: Combinazione 41 (Frequente/Vento +X)
 CCC frequente (SLE)
 (psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.0, 4) 0.2, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0

Combinazione di Condizioni di Carico n°14

SLE: Combinazione 42 (Frequente/Vento +Y)
 CCC frequente (SLE)
 (psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.0, 4) 0.0, 5) 0.2, 6) 0.0, 7) 0.0

Combinazione di Condizioni di Carico n°15

SLE: Combinazione 43 (Frequente/Vento -X)
 CCC frequente (SLE)
 (psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.0, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.2, 7) 0.0

Combinazione di Condizioni di Carico n°16

SLE: Combinazione 44 (Frequente/Vento -Y)
 CCC frequente (SLE)
 (psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.0, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.2

Combinazione di Condizioni di Carico n°17

SLE: Combinazione 45 (QuasiPermanente)
 CCC quasi permanente (SLE)
 (psi,2) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.0, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0

Combinazione di Condizioni di Carico n°18

Combinazione sismica (QuasiPermanente)
 CCC quasi permanente (SLE)
 (psi,2) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.0, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0

Combinazione di Condizioni di Carico n°19

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) 1.00, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 0.00

1.8 PRINCIPALI RISULTATI

1.8.1 RISULTATI DELL'ANALISI SISMICA

PARAMETRI DI CALCOLO: Generali

Analisi richieste:

Analisi Modale. Non viene condotta l'analisi sismica della struttura. L'analisi si limita alla determinazione delle caratteristiche dinamiche, ossia al calcolo dei modi di vibrare della struttura, senza condurre ulteriori analisi di sollecitazioni e deformazioni. E' nell'Analisi Sismica Dinamica Modale che i risultati dell'analisi modale sono utilizzati per la generazione delle forze spettrali equivalenti ai vari modi di vibrare; nell'Analisi Sismica Statica Lineare le forze spettrali sono invece direttamente generate da un'approssimazione del primo modo di vibrare (per tale motivo questa analisi sismica statica è definita anche si dinamica semplificata, e coincide concettualmente con la tradizionale analisi sismica condotta con carichi staticamente equivalenti calcolati senza necessità di valutazione dei modi di vibrare).

Le masse considerate in Analisi Modale corrispondono alle masse sismicamente attive, cioè associate ai carichi gravitazionali secondo la (3.2.17), §3.2.4: $G_1 + G_2 + \sum(\psi_{2,j} * Q_{k,j})$.

Analisi Statica Lineare NON Sismica. Calcolo di sollecitazioni e spostamenti, in dipendenza da carichi generici, cedimenti anelastici e variazioni termiche. Sono processate le combinazioni delle condizioni di carico elementari (CCC), così come specificate nei dati.

- **con rigidezze elastiche:** se il parametro è selezionato, si utilizzano in Analisi Statica Lineare NON Sismica rigidezze elastiche (non fessurate) [Rigidezza fessurata=100%, ignorando eventuali diversi valori specificati in input nei Dati Aste nella proprietà "Rigidezza fessurata" (%K,elast)].

Questo parametro è ininfluente sulle Analisi Sismiche Lineari (Statica e Dinamica Modale), nelle quali si utilizzano in ogni caso le rigidezze fessurate in input ("Rigidezza fessurata" definita nei Dati Aste). In Analisi Pushover, le rigidezze dipendono dall'opzione scelta per il comportamento dei maschi murari (cfr. Parametri di Calcolo: Pushover, comportamento meccanico maschi).

Analisi Sismiche Lineari:

Analisi Sismica Statica Lineare (§7.3.3.2) In EC8 è denominata: analisi sismica modale semplificata con spettro di risposta; essa infatti equivale ad una analisi sismica dinamica limitata al primo modo di vibrare.

Analisi Sismica Dinamica Modale (§7.3.3.1) In EC8 è denominata: Analisi sismica multimodale con spettro di risposta.

Nelle analisi sismiche lineari, la struttura viene risolta staticamente sotto l'azione delle forze sismiche, per due direzioni: α e $\alpha+90$ [vedi Angolo di ingresso del sisma]. Alle sollecitazioni determinate per effetto sismico, si "sommano" (in doppio segno, come sarà evidenziato nel seguito) le sollecitazioni corrispondenti alla somma delle condizioni di carico elementari sismicamente attive.

- **per edifici in muratura, in analisi sismica lineare: redistribuzione taglio base pareti** (§7.8.1.5.2) Per Analisi Sismica Lineare (Statica o Dinamica Modale) di Edifici in Muratura: in caso di Verifica (per azioni complanari) NON soddisfatta, è possibile applicare la Ridistribuzione del Taglio fra i maschi murari (richiede l'ipotesi di Piani Rigidi). La Ridistribuzione non agisce sulle fasce di piano e non aiuta quindi a soddisfarne la verifica.

Analisi Sismica Statica NON Lineare Pushover (§7.8.1.5.4)

PARAMETRI DI CALCOLO: Sismica

Direzioni di analisi e Combinazione delle componenti

Angolo di ingresso del sisma

Angolo (in gradi °) che la direzione sismica di riferimento forma con l'asse X (+: corrisponde alla rotazione antioraria di X verso Y). Eseguita l'analisi modale, il calcolo dei coefficienti di partecipazione e quindi delle forze spettrali viene eseguito nella direzione specificata e nella direzione ortogonale (frequentemente: a 0° e a 90°, cioè lungo l'asse X e lungo l'asse Y [le due direzioni orizzontali globali]).

Critero di combinazione delle componenti orizzontali (per le analisi lineari statica, dinamica)

(1=solo X, 2=solo Y, 3=SRSS, 4=+30%)

Con riferimento a §7.3.5, per un dato effetto (spostamento o sollecitazione) le componenti orizzontali dell'azione sismica devono essere considerate simultaneamente. La combinazione delle componenti dell'azione sismica non viene eseguita in Analisi Sismica Statica Non Lineare (Pushover). In Analisi Sismica Lineare (Statica o Dinamica Modale), è possibile combinare gli effetti dell'analisi condotta in ciascuna delle due direzioni tra loro ortogonali di riferimento, secondo una delle seguenti modalità:

1 = Combinazione non eseguita. Si valutano solo risultati in direzione a° (ignorare cioè i risultati in direzione $(a+90)^\circ$).

In caso di $a^\circ=0$, ciò significa considerare gli effetti del solo sisma X

2 = Combinazione non eseguita. Si valutano solo risultati in direzione $(a+90)^\circ$ (ignorare cioè i risultati in direzione a°).

In caso di $a^\circ=0$, ciò significa considerare gli effetti del solo sisma Y

3 = Combinazione eseguita, calcolando la radice quadrata della somma dei quadrati: $E = \sqrt{E_{a^\circ}^2 + E_{(a+90)^\circ}^2}$

4 = Combinazione eseguita, sommando ai massimi ottenuti per l'azione applicata in una direzione, il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nell'altra direzione: $\pm \text{Max} [(E_{a^\circ} + 0.30 E_{(a+90)^\circ}); (0.30 E_{a^\circ} + E_{(a+90)^\circ})]$ (è l'unica modalità indicata in §7.3.5)

Ignorare effetti eccentricità accidentali

Con questo parametro è possibile ignorare gli effetti dei momenti torcenti aggiuntivi dovuti all'eccentricità accidentale (pari a +/-5% della dimensione dell'edificio perpendicolare alla direzione sismica) (§7.2.6)

Opzioni di analisi

Progettazione semplificata per zone a bassa sismicità'

Sd(T1) (g) è il valore semplificato dello spettro di risposta

Quota Z di inizio degli effetti sismici (m) (per analisi sismiche lineari)

Quota di riferimento Z per il calcolo delle forze sismiche (§7.3.3.2), rispetto alla coordinata Z=0.000 assunta nei Dati. Con Z<0 si può tenere conto dell'altezza delle fondazioni; con Z>0 si attribuisce alla corrispondente zona inferiore dell'edificio un moto rigido insieme al terreno (p.es. in caso di piani interrati o di scantinati in c.a. di edifici in muratura considerati come 'strutture di fondazione'). In Analisi Sismica Dinamica Modale le masse ubicate al di sotto della quota di inizio degli effetti sismici sono considerate inattive.

Per Analisi Sismica Statica Lineare

Altezza H dal piano di fondazione (m)

Periodo principale T1 (sec) in direzione X e in direzione Y

Calcolo di T1 con relazione $T1 = C1 \cdot H^{(3/4)}$ §7.3.3.2

- C1 per il calcolo di T1 = 0.05

Coeff.lambda=1.00 nella definizione delle forze in Sismica Lineare

Secondo §7.8.1.5.2, l'Analisi Sismica Statica Lineare per edifici in muratura è applicabile anche nel caso di edifici irregolari in altezza, purchè si ponga (lambda)=1.00 (§7.3.3.2)

PARAMETRI DI CALCOLO: Analisi Modale

Metodo di calcolo per Analisi Modale: Lanczos

Metodo di normalizzazione degli autovettori

1 = Rispetto alle masse

2 = Rispetto allo spostamento massimo

Nelle analisi modali viene generalmente utilizzata la normalizzazione rispetto alle masse. Cambiando modalità, cambiano i valori dei coefficienti di partecipazione, ma non i risultati dell'analisi modale (in particolare, non cambiano le masse modali efficaci o masse partecipanti). La normalizzazione rispetto allo spostamento massimo (che diviene unitario) può essere utilizzata in analogia al metodo di calcolo del "fattore di partecipazione modale" utilizzato in analisi statica non lineare per associare al sistema strutturale reale (a più gradi di libertà) il sistema strutturale equivalente ad un grado di libertà (oscillatore monodimensionale) (§C7.3.4.1)

Criterio modi: da calcolare (1=tutti, 2=specificato): (NC = modi da calcolare)

1 = Tutti i modi corrispondenti agli ND gradi di libertà dinamici del sistema (ND non è un dato in input, ma dipende dalle caratteristiche della struttura e viene definito nel corso dell'analisi)

2 = numero di modi specificato in input, con limite superiore ND

- da considerare (1=tutti, 2=specificato, 3=tutti con mass.part.>5%, 4=mass part.tot.>85%, 5=tutti >5% e tot.>85%): 5

1 = tutti i modi calcolati

2 = numero di modi specificato in input, con limite superiore pari a NC

3 = tutti i modi, fra quelli calcolati, con massa partecipante superiore al 5% (occorre aver calcolato tutti i modi)

4 = un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%. Il numero di modi calcolati potrebbe non essere sufficiente a soddisfare questa condizione: in tal caso, i modi considerati saranno tutti gli NC calcolati, e nei risultati dell'analisi modale si potrà osservare che la massa partecipante non supera l'85%

5 = tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85% (§7.3.3.1)

Metodo di combinazione dei modi

La modalità di combinazione dei modi al fine di calcolare sollecitazioni e spostamenti complessivi, può essere una delle due seguenti:

1 = SRSS (square root of sum of squares, radice quadrata della somma dei quadrati). Questo metodo viene applicato solo se ciascun modo differisce di almeno il 10% da tutti gli altri, come indicato in OPCM 3274/2003. SRSS non è previsto da NTC 08

2 = CQC (complete quadratic combination, combinazione quadratica completa) (§7.3.3.1)

PARAMETRI DI CALCOLO: Muratura

Tipo di Edificio e Livello di Conoscenza

Muratura (1=ordinaria, 2=armata, 3=armata con gerarchia delle resistenze)

- tipologia (1=ed.nuovo - ed.esistente, 2=LC1, 3=LC2, 4=LC3)

Per edifici esistenti viene indicato il Livello di Conoscenza (§C8A.1.4)

- per edificio nuovo: verifica di robustezza secondo §3.1.1

In caso affermativo, per l'analisi statica (non sismica) di un edificio nuovo vengono imposte azioni nominali convenzionali, in aggiunta alle altre azioni esplicite (non sismiche e da vento) da applicarsi secondo due direzioni ortogonali e consistenti in una frazione dei carichi pari all'1%. PCM traduce questa prescrizione nelle verifiche di resistenza incrementando direttamente momento flettente e taglio di una quota pari all'1% dello sforzo normale

- fattore di confidenza per muratura esistente

Il Fattore di Confidenza FC viene normalmente definito in relazione al livello di conoscenza (§C8A.1.4), ed assume valore pari a 1.00, 1.20 o 1.35; in alcuni casi può assumere valori diversi: in particolare, per gli edifici monumentali la Normativa specifica (Linee Guida, Circ.2.12.2010 del Ministero dei Beni Culturali) definisce la modalità di calcolo di FC in §4.2

- gamma,m in Analisi Statica

Il valore del coefficiente parziale di sicurezza dei materiali è definito in Tab. 4.5.II, §4.5.6.1

- gamma,m in Analisi Sismica

Il valore del coefficiente parziale di sicurezza dei materiali per azioni sismiche è definito in §7.8.1.1

Comportamento

Maschi murari:

- Contributo rigidezza trasversale

In caso affermativo, viene trascurata la rigidità trasversale di una parete attribuendo alla sua asta rappresentativa il vincolamento a biella in direzione ortogonale al piano della parete stessa.

- Assemblaggio rigidità flessionale (EJ) per elementi contigui

In caso affermativo, valuta per ogni asta l'eventuale incremento di rigidità flessionale (EJ complanare) dovuto all'assemblaggio di pareti contigue. L'assemblaggio riguarda gli elementi che rispettano i seguenti requisiti: sono elementi murari verticali (maschi in muratura ordinaria o armata) con la medesima tipologia; appartengono allo stesso piano; hanno identica Sigla alfanumerica identificativa del gruppo di assemblaggio; hanno identico Vincolo flessionale complanare (con la condizione aggiuntiva che non devono essere bielle: l'assemblaggio viene effettuato solo su elementi di controvento).

- Verifiche per Azioni Complanari in sommità'

Le Verifiche vengono eseguite obbligatoriamente nelle sezioni di Base.

Per quanto riguarda le sezioni di Sommità, le verifiche (in Analisi Statica e in Analisi Sismica) possono essere eseguite:

1 = in nessun caso, 2 = a tutti i piani, tranne l'ultimo, 3 = in tutti i casi

Diagramma di calcolo tensione-deformazione

Definisce il diagramma di comportamento della muratura.

1 = Stress-block, con: $\mu = (\sqrt{2} t s_o/2) [1 - (s_o/0.85 fd)]$ (§7.8.2.2.1), o equivalentemente: $M' = N'/2*(1-N')$, $M' = M/(Nu I)$, $N' = N/Nu$, dove: $Nu = 0.85 fd It$

2 = Parabola-rettangolo, con calcolo esatto di μ . Con questa opzione è possibile definire con esattezza la zona reagente, ai fini della verifica a Taglio per Scorrimento, assicurando coerenza fra Taglio e PressoFlessione (N,M e T agiscono contemporaneamente sulla sezione trasversale)

Analisi Sismica: valutazione della sicurezza

Tipo di valutazione sicurezza sismica

1 = Indipendente: edificio Nuovo; Stato Attuale di Miglioramento; stato di Adeguamento

2 = Miglioramento: Stato di Progetto, da confrontare con lo Stato Attuale

- per Stati di Progetto di Miglioramento: nome file Stato Attuale

Indica il file di riferimento per l'esecuzione dei confronti al fine di attestare il Miglioramento sismico dello Stato di Progetto (file corrente) rispetto al corrispondente Stato Attuale

Per edifici esistenti: valutare la sicurezza solo per SLU

Per gli edifici in muratura esistenti, è possibile identificare la valutazione della sicurezza della costruzione con le sole verifiche a SLU (verifiche di resistenza) (§8.3)

Analisi Sismica: varie

Calcolo indicatore di rischio sismico

In analisi sismica lineare (statica o dinamica modale) è possibile effettuare iterativamente il calcolo della capacità in termini di PGA (e del corrispondente periodo di ritorno TR) agli Stati Limite considerati (SLO, SLD, SLV), ai fini della determinazione dell'indicatore di rischio sismico, inteso come rapporto fra PGA e a,g in input (o analogamente in termini di TR)

Verifiche anche per combinazioni NminMmax - NmaxMmin

In Analisi Lineare, il parametro indica se considerare o meno anche le combinazioni (N min, T/M max), (N max, T/M min)

Ridistribuzione del taglio

- max riduzione taglio base pareti (%), - max aumento taglio base pareti (%) Per l'applicazione della tecnica di Ridistribuzione del Taglio (§7.8.1.5.2), NTC08 indica i limiti -25% / +25% (unitamente al confronto con il 10% del taglio di piano). Queste limitazioni erano state precedentemente introdotte, nelle Norme Italiane, da OPCM 3431/2005. Altri valori di riferimento presenti in altri testi normativi sono i seguenti: -25% / +33% (OPCM 3274/2003) e -30% / +50% (EC8, §5.4.(6))

- confronto con 0.1 * Vpiano Secondo NTC08, deve aversi che il valore assoluto della variazione di taglio in ciascuna parete ΔV non sia superiore a: $\Delta V \leq \max \{0.25|V|, 0.1|V_{piano}\}$, dove V è il taglio nella parete e Vpiano è il taglio totale al piano nella direzione parallela alla parete. Questo parametro è lasciato opzionale in PCM per poter eseguire la redistribuzione del taglio con il solo riferimento alle variazioni percentuali del taglio nella parete (ad es., EC8 non prevede la condizione sul taglio globale di piano)

PARAMETRI DI CALCOLO: Verifiche

PressoFlessione Complanare

Eeguire le Verifiche a PressoFlessione Complanare

In caso affermativo, vengono eseguite le verifiche a pressoflessione complanare (§7.8.2.2.1)

Limitare la pressoflessione complanare ai maschi snelli

è possibile limitare le verifiche a pressoflessione complanare ai soli maschi snelli. La snellezza della parete è definita dal rapporto (h/l) fra altezza e lunghezza di base della parete; l'altezza h è definita dalla luce deformabile (al netto quindi delle eventuali zone rigide di estremità)

- snellezza di riferimento

In caso di limitazione alle pareti snelle, è il valore di riferimento del rapporto (h/l): solo le pareti aventi snellezza superiore a tale valore vengono sottoposte a verifica a pressoflessione complanare

Taglio per Scorrimento

Eeguire le Verifiche a Taglio per Scorrimento

In caso affermativo, vengono eseguite le verifiche a taglio per scorrimento (§7.8.2.2.2)

Zona reagente

1 = La zona reagente viene determinata mediante una distribuzione triangolare delle tensioni [EC6, §4.5.3.(6)]

2 = La zona reagente a taglio coincide con la zona reagente a pressoflessione. Questa opzione è possibile nel caso in cui il diagramma di comportamento della muratura sia "parabola-rettangolo"

- prescindere da parzializzazione

In caso affermativo, il taglio per scorrimento viene valutato sull'intera sezione, altrimenti solo sulla zona reagente

Taglio per Fessurazione diagonale

Eeguire le Verifiche a Taglio per Fessurazione diagonale

In caso affermativo, vengono eseguite verifiche a taglio per fessurazione diagonale (§C8.7.1.5)

- opzione per coefficiente di forma b

- 1: $b=1.5$, indipendente dalla snellezza $\lambda=(h/l)$ (criterio di Turnsek-Cacovic, formulazione originaria del metodo Por)
- 2: $b=(h/l)$, con: $1.0 \leq b \leq 1.5$ (§C8.7.1.5) (criterio di Benedetti e Tomazevic)
- 3: $b=1+0.5(h/l)$, con: $b \leq 1.5$ (criterio proposto da Betti, Galano, Petracchi, Vignoli)

- muratura nuova: $\tau_{\text{a}} = f_{\text{vmo}}$

per la resistenza a taglio per fessurazione diagonale in analisi lineare, per la muratura nuova (in assenza di specifiche normative) è possibile assumere, in analogia con la muratura esistente, il valore medio f_{vmo} anziché il valore caratteristico f_{vko}

PressoFlessione Ortogonale

Analisi Statica: a) da calcolo 3D

In caso affermativo, vengono eseguite verifiche per azioni ortogonali con sollecitazioni di pressoflessione ortogonale derivanti dall'analisi spaziale del modello 3D dell'edificio. Questo parametro è ininfluenza per modellazioni piane (§4.5.5)

- per a): eccentricita' h/200

E' possibile considerare un'eccentricità minima (h/200) [(4.5.9) in §4.5.6.2] anche per verifiche con azioni da modello di calcolo (3D)

- b) da metodo semplificato (articolazione)

In caso affermativo, per la valutazione degli effetti delle azioni fuori piano si considera il modello semplificato basato sullo schema dell'articolazione completa (cerniere) alle estremità degli elementi strutturali (cerniere ai nodi iniziale e finale, indipendentemente dalle eventuali zone rigide) (§4.5.5, §4.5.6.2); la presenza di eventuali zone rigide in direzione ortogonale riduce la luce deformabile della parete, che diventa pari alla lunghezza totale meno le zone rigide: la luce deformabile viene utilizzata per il calcolo della snellezza e dell'eccentricità accidentale.

- per a) e b): verifiche solo in mezzeria

E' possibile limitare le verifiche a pressoflessione ortogonale alle sole sezioni di mezzeria delle pareti

Analisi Sismica: a) da calcolo 3D

In caso affermativo, vengono eseguite verifiche per azioni ortogonali con sollecitazioni di pressoflessione ortogonale derivanti dall'analisi sismica spaziale del modello 3D dell'edificio. Questo parametro, ininfluenza per modellazioni piane, può essere attivo sia in analisi lineare sia in analisi non lineare (§7.8.2.2.3)

- b) da azioni convenzionali

In caso affermativo, vengono eseguite verifiche per azioni ortogonali convenzionali condotte secondo quanto prescritto da §7.2.3 (forze equivalenti, per elementi non strutturali; a tale punto riconduce §7.8.1.5.2). Queste verifiche possono essere eseguite sia per modelli spaziali che piani, ma limitatamente all'analisi lineare. In caso di analisi globale dell'edificio condotta con il metodo statico non lineare, eventuali richieste sulla capacità delle pareti per azioni ortogonali convenzionali richiedono necessariamente anche l'esecuzione dell'analisi lineare (il cui interesse sui risultati si focalizzerà ovviamente sulla sola pressoflessione ortogonale convenzionale)

- requisiti tab.7.8.II anche per murature esistenti

Secondo §7.8.1.5.2, per le pareti murarie che rispettano i requisiti dimensionali riportati in tab.7.8.II, si assume $T_{\text{a}}=0$. Se questo parametro è attivato, tale prescrizione è estesa anche alle pareti in muratura esistente

PARAMETRI DI CALCOLO: Pushover

Parametri caratteristici dell'Analisi Pushover per edifici in muratura (§7.3.4.1, §7.8.1.5.4)

Distribuzioni di forze

Le distribuzioni di forze sono suddivise nel modo seguente:

Gruppo 1: distribuzioni principali

Fisse (rapporti tra forze fissi nel corso del processo incrementale)

- (A) **Lineare**: forze proporzionali a quelle da utilizzarsi per l'analisi statica lineare
- (B) **Uni-modale**: forze modali, proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrazione
- (C) **Dinamica**: forze corrispondenti alla distribuzione delle forze modali calcolate con analisi dinamica lineare, tenendo conto di tutti i modi considerati
- (D) **Multi-modale**: forze modali, proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente ad una forma modale equivalente, tenendo conto di tutti i modi considerati

Gruppo 2: distribuzioni secondarie

(E) **Uniforme**: forze proporzionali alle masse

Adattive (la distribuzione di forze viene aggiornata ad ogni evoluzione di rigidità, previa riesecuzione dell'analisi modale):

- (F) **Uni-modale**
- (G) **Dinamica**
- (H) **Multi-modale**

Le distribuzioni (A)(B)(C) del Gruppo 1 e (E)(F)(G) del Gruppo 2 sono espressamente citate in §7.3.4.1. Le distribuzioni (D)(H) possono essere considerate distribuzioni multi-modali, alternative o complementari alle (C)(G).

Per edifici in muratura nuovi, con impalcati rigidi, si considereranno almeno una distribuzione del Gruppo 1 e almeno una del Gruppo 2,

con le limitazioni previste: (A) e (B) sono applicabili solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha massa partecipante non inferiore al 60% (§7.8.1.5.4); (C) solo se il periodo fondamentale è superiore a TC.

Per edifici in muratura esistenti, potranno essere utilizzate le distribuzioni (A)(E) indipendentemente dalla massa partecipante del primo modo (§C8.7.1.4).

Le distribuzioni (C)(G) dipendono dalle forze spettrali: pertanto, poichè a SLD (di danno) e SLV (ultimo) corrispondono due distinti spettri di risposta, l'analisi pushover si differenzia fra i due stati limite; ognuna delle due verifiche a SLD e SLV si effettua nel corrispondente diagramma. Per tutte le altre distribuzioni, il diagramma pushover SLD e SLV è coincidente, ed in esso sono eseguite entrambe le verifiche.

Fattore di partecipazione modale

masse per fattore part.modale

Metodo di valutazione delle masse per il calcolo del Fattore di partecipazione modale, che consente la trasformazione da M-GDL a 1-GDL:

1 = matrice di massa del sistema reale (con masse traslazionali m_X m_Y e inerzie torsionali JZ),

2 = solo masse traslazionali nella direzione di analisi (solo per analisi secondo X o Y: $\alpha=0^\circ$).

fattore part.modale = 1.00 in distribuz. uniforme (E)

Per la distribuzione uniforme (E) è possibile adottare il valore 1.000 per il fattore di partecipazione modale, il che equivale a considerare coincidenti i due sistemi M-GDL e 1-GDL (un esempio di valore 1.000 per la distribuzione uniforme è riportato in: "The N2 method for simplified non-linear seismic analysis - overview and recent developments", P.Fajfar and M.Dolsek, in: L'Ingegneria Sismica in Italia, XI Convegno ANIDIS (Relazioni ad invito), 2004).

Incrementi di taglio, Direzioni di analisi, Punto di controllo

incremento di taglio alla base iniziale (kN)

Incremento progressivo di taglio alla base dell'edificio, durante la fase iniziale (elastica) dell'analisi, prima del raggiungimento della prima plasticizzazione

incremento dopo taglio di prima plasticizzazione (kN)

Incremento progressivo di taglio alla base dell'edificio, dopo il raggiungimento della prima plasticizzazione (un valore inferiore all'incremento iniziale permette di cogliere con maggiore precisione il comportamento nel campo oltre la fase elastica)

direzione e verso di analisi

$+\alpha$ ($+X$ per $\alpha=0^\circ$), $-\alpha$ ($-X$ per $\alpha=0^\circ$), $+(\alpha+90^\circ)$ ($+Y$ per $\alpha=0^\circ$), $-(\alpha+90^\circ)$ ($-Y$ per $\alpha=0^\circ$)

effetti eccentricità accidentale (3D)

In caso affermativo, per analisi 3D si considerano anche i momenti torcenti aggiuntivi dovuti all'eccentricità accidentale (§7.2.6), determinando quindi, nel caso più generale, 12 analisi: $+X$, $+X+/-Mt$, $-X$, $-X+/-Mt$, $+Y$, $+Y+/-Mt$, $-Y$, $-Y+/-Mt$

punto di controllo

Posizione del punto di controllo, di cui viene rilevato lo spostamento orizzontale nel corso dell'analisi pushover:

1 = al piano indicato

2 = al piano con spostamento modale maggiore

Verifiche di sicurezza in corso di analisi

Le opzioni indicate possono essere o meno selezionate.

Maschi murari

- non verificare i maschi murari a trazione

Fasce di piano (Strisce, Sottofinestra)

- non verificare le strisce a pressoflessione

- non verificare le strisce a taglio per scorrimento

Per verifiche a Taglio e PressoFlessione

- non eseguire verifiche di resistenza in fase plastica:

in caso affermativo, le pareti per le quali è avvenuta la plasticizzazione per Taglio non sono più sottoposte a verifica per PressoFlessione, e viceversa

- non eseguire verifiche a taglio e pressoflessione in direzione ortogonale:

durante l'analisi pushover vengono eseguite verifiche a taglio in direzione ortogonale, per scorrimento e/o per fessurazione diagonale a seconda delle scelte effettuate nei Parametri di Calcolo

Fondazioni

- ignorare aste su suolo elastico in Analisi Pushover

Curve caratteristiche: comportamento

Maschi murari

- comportamento meccanico maschi a pressoflessione:

1 = Diagramma Bilineare: Elastico lineare - Plastico. Rigidezza iniziale: elastica (si ignora la rigidezza fessurata definita nei Dati Aste)

2 = Diagramma Bilineare: Elastico lineare - Plastico. Rigidezza iniziale: fessurata (pari alla rigidezza fessurata definita nei Dati Aste)

A PressoFlessione, il comportamento plastico si attiva al raggiungimento del Momento ultimo ($M=Mu$). Se l'asta raggiunge il limite di resistenza a PressoFlessione ($M = Mu$) prima che per Taglio (Scorrimento o Fess.Diag.), il tratto plastico terminerà al massimo spostamento per PressoFlessione (drift: 0.8%H o 0.6%H, o diverso valore specificato nei Dati Aste).

Se l'asta raggiunge il limite di resistenza per Taglio (Scorrimento o Fess.Diag.) prima che per PressoFlessione, il tratto plastico terminerà al massimo spostamento per Taglio (drift: 0.4%H, o diverso valore specificato nei Dati Aste).

Fasce di piano (Strisce, Sottofinestra)

1=elasto fragile

2=elasto plastico

In caso elasto-fragile, raggiunto il limite di resistenza a taglio, la fascia collassa immediatamente. In caso elasto-plastico, raggiunto il limite di resistenza a taglio, la fascia continua a sostenere il taglio (tratto plastico) fino al collasso successivo di maschi murari.

- dopo il collasso le strisce non svolgono più funzione di accoppiamento:

dopo il collasso, la fascia non vincola più gli spostamenti orizzontali dei nodi dei maschi tra i quali è definita: oltre alla trasformazione in

biella, la fascia viene svincolata a traslazione orizzontale nel suo estremo iniziale

Opzioni avanzate

Spostamento ultimo

spostamento ultimo secondo NTC

In caso affermativo, durante l'analisi pushover la singola parete raggiunge lo stato limite ultimo (punto di collasso) per uno spostamento orizzontale pari a 0.8% H per muratura nuova (§7.8.2.2.1) e 0.6% H per muratura esistente (§C8.7.1.4) nel caso di resistenza ultima per PressoFlessione Complanare, oppure: 0.4% H (§7.8.2.2.2, §C8.7.1.4) nel caso di resistenza ultima per Taglio. Più esattamente, nel calcolo vengono utilizzati i valori dei drift specificati nei Dati Aste che possono assumere valori diversi rispetto a quelli indicati in Normativa (NTC08 fornisce i valori già indicati: 0.8%H-0.6%H per PressoFlessione Complanare e 0.4%H per Taglio)

spostamento ultimo: controllo di duttilità'

In caso affermativo, durante l'analisi pushover la singola parete raggiunge lo stato limite ultimo (punto di collasso) per uno spostamento orizzontale pari allo spostamento registrato al limite elastico (in corrispondenza del punto di raggiungimento di crisi a pressoflessione o a taglio) moltiplicato per la duttilità del materiale costitutivo della parete, in analogia con i metodi Por. Qualora i controlli di spostamento secondo NTC e secondo duttilità siano entrambi attivi, viene considerato il valore minore.

Affinché questo approccio sia comparabile con quello a drift secondo NTC, occorre considerare che le duttilità originariamente definite per il metodo Por (1.5 per pareti non consolidate, 2 per muratura consolidata o nuova) si riferivano a spostamenti elastici calcolati con moduli di elasticità 'ridotti' rispetto al valore elastico, considerando in pratica pannelli già fessurati. Attribuendo ad es. alla rigidezza fessurata un valore pari al 50% della rigidezza elastica originaria, i valori di duttilità possono essere raddoppiati qualora si faccia riferimento ai moduli elastici non ridotti (come normalmente avviene nell'applicazione del D.M. 14.1.2008).

Sistema bilineare equivalente

Modalità di determinazione del sistema bi-lineare equivalente (basata sull'uguaglianza delle aree sottese dalla curva di capacità 1-GDL e dal diagramma bi-lineare equivalente):

massima riduzione di resistenza in corrispondenza di SLU (%)

15% in generale [§C7.3.4.1], 20% per la muratura [§C7.8.1.5.4]

definizione tratto elastico: passa per il punto x Fbu. x =

definizione della rigidezza: il tratto elastico passa per il punto (x Fbu) della curva di capacità del sistema equivalente (x=0.6 in generale [§C7.3.4.1], 0.7 per la muratura [§7.8.1.6])

Modalità di calcolo

- spostamento massimo rispetto all'altezza dell'edificio; spostamento max consentito H/x. x =

in caso affermativo, l'elaborazione della curva verrà conclusa quando al passo successivo vi è uno spostamento maggiore di H/x.

- controllo di max forza (taglio globale alla base); max forza (taglio globale alla base) (kN)

in caso affermativo, l'elaborazione della curva verrà conclusa quando al passo successivo viene raggiunto un taglio globale superiore al limite specificato

- massima diminuzione di rigidezza fra due passi incrementali consecutivi; massima diminuzione di rigidezza

in caso affermativo, l'elaborazione della curva verrà conclusa quando al passo successivo vi è una diminuzione di rigidezza maggiore del limite specificato

- criterio di riduzione del 20% rispetto alla forza massima

Per la definizione del punto corrispondente allo Stato Limite Ultimo sulla curva di capacità, occorre fare riferimento a quanto indicato in §7.8.1.5.4: lo Stato Limite Ultimo è definito dallo spostamento corrispondente ad una riduzione della forza non superiore al 20% del massimo. A causa degli eventuali collassi parziali di alcuni elementi (in corrispondenza di tali collassi si determinano 'gradini' nella curva di capacità), la prescrizione può avere tre diverse interpretazioni, cui corrispondono i valori del parametro di calcolo in PCM:

1 = prima riduzione del 20% rispetto ad un massimo relativo

2 = prima riduzione del 20% rispetto al massimo assoluto

3 = ultima configurazione equilibrata corrispondente ad una riduzione non superiore al 20% del massimo assoluto.

- SLU ad ultimo punto prima della condizione limite

indica che lo SLU verrà identificato con l'ultimo punto effettivamente calcolato prima della riduzione della forza pari al 20% del valore massimo

- no tratti plastici orizzontali se collasso piano non di controllo

In caso affermativo, vengono ignorati tratti plastici orizzontali a taglio ultimo costante in caso di collasso completo già avvenuto per un piano dell'edificio (formazione di piano soffice). Lo stato ultimo può infatti essere raggiunto a causa del contemporaneo collasso, ad un certo piano dell'edificio, di tutte le pareti sismicamente resistenti orientate nella direzione di analisi: in tal caso si ha la formazione del 'piano soffice'. Riserve plastiche sarebbero ancora possibili se ad esempio il punto di controllo è in copertura, ma il piano soffice si è formato a un piano inferiore: se queste riserve vengono considerate, producono uno spostamento del punto controllo maggiore (con un tratto orizzontale a taglio ultimo costante) nel diagramma pushover, con possibile incremento dei coefficienti di sicurezza

- incremento di taglio autocorrettivo

opzione del metodo numerico implementato in PCM per l'individuazione più precisa del punto di collasso delle singole pareti

- archiviazione dei risultati completi

parametro ad uso interno di PCM da cui dipende la possibilità di visualizzare in forma estesa i risultati di ogni passo dell'analisi pushover

- controllo dei tempi di esecuzione; tempo massimo di esecuzione (')

In caso affermativo, l'analisi verrà forzosamente conclusa dopo che è trascorso un tempo pari a quello specificato

- pausa ad ogni curva

In caso affermativo, viene effettuata una pausa prima della generazione di ogni curva

- limitazione ad un numero prefissato di curve intermedie; numero massimo di curve intermedie

In caso affermativo, la costruzione della curva viene limitata ad un numero prefissato di sottocurve (curve intermedie), pari al numero specificato

PARAMETRI DI CALCOLO: Muratura Armata

Acciaio: fyk - fyd (N/mm²), eps,su (per mille), Es (N/mm²), eps,sy (per mille)

Parametri caratteristici dell'acciaio. Per l'acciaio si considera un diagramma di calcolo tensione-deformazione [§4.1.2.1.2.3] elastico-perfettamente plastico. Al tipo di acciaio scelto (ad es. B450C) [§11.3.2.1] corrispondono: fyk (ad es. >= 450 N/mm²); la tensione di snervamento [§4.1.2.1.1.3]: fyd = fyk / (gamma)_s (ad es. 450 / 1.15 = 391 N/mm²); eps,ud: limite in % per la deformazione ultima (eps,ud) (ad es. 10 per mille); Es: modulo di elasticità; eps,yd: deformazione di snervamento (secondo §4.1.2.1.2.3: (eps)_yd = fyd / Es)

- tipo di traliccio

Indica il tipo di traliccio utilizzato per il rinforzo dei giunti orizzontali con armatura:

- 1 = 2 φ 4 (filo rotondo per giunti di malta) (sezione: 25 mm²)
 2 = 2 φ 5 (filo rotondo per giunti di malta) (sezione: 39 mm²)
 3 = 8x1.5 (filo piatto per giunti incollati) (sezione: 24 mm²)
 4 = generica (sezione specificata nei dati).

- **sezione traliccio Asw** (mm²)

Sezione dell'armatura orizzontale effettivamente utilizzata nel calcolo

- **passo traliccio** (mm)

Passo dell'armatura orizzontale

- **f_{yd}** (N/mm²)

Tensione di snervamento dell'acciaio [f_{yd} = f_{yk} / (gamma)_s]

- **CAM: spessore nastro singolo, larghezza nastro, raggio curvatura spigoli** (mm)

Tipo di nastro in acciaio utilizzato per i rinforzi con sistema CAM

Muratura: eps,m2, eps,mu (per mille)

Per la muratura viene adottato il diagramma di calcolo tensione-deformazione parabolico-rettangolare [§4.1.2.1.2.2], definito dalla deformazione di inizio tratto plastico (eps,m2) e dalla deformazione ultima (eps,mu)

- **confinamento CAM: incremento di deformazione, incremento di resistenza**

Opzioni per maschi murari rinforzati con sistema CAM

Parametri vari: acciaio reagente a compressione

Per considerare o meno il contributo dell'armatura compressa nelle verifiche a pressoflessione

- **resistenza a taglio**

Modalità di calcolo del contributo dell'armatura orizzontale alla resistenza a taglio:

1=no contrib.arm.

2=da §7.8.3.2.2

- **muratura confinata: rigidezza con contributo pilastri, resistenza a taglio definita da (f_{td} + 0.3 s_o) * 0.85 I_c t**

Parametri caratteristici della muratura confinata (costituita da pareti ognuna delimitata da pilastri in c.a. ai bordi)

PARAMETRI DI CALCOLO: Calcestruzzo Armato

Acciaio: f_{yk} - f_{yd} (N/mm²), **eps,su** (per mille), **Es** (N/mm²), **eps,sy** (per mille)

Parametri caratteristici dell'acciaio. Per l'acciaio si considera un diagramma di calcolo tensione-deformazione [§4.1.2.1.2.3] elastico-perfettamente plastico

Calcestruzzo: eps,m2, eps,mu (per mille)

Per il calcestruzzo viene adottato il diagramma di calcolo tensione-deformazione parabolico-rettangolare [§4.1.2.1.2.2], definito dalla deformazione di inizio tratto plastico (eps,c2) e dalla deformazione ultima (eps,cu)

- **fattore di confidenza per strutture in c.a.**

Fattore di Confidenza FC da applicare alla verifica degli elementi in c.a. inseriti in una struttura esistente mista muratura/c.a. FC viene normalmente definito in relazione al livello di conoscenza (§C8A.1.2). Per edifici nuovi in sistema misto muratura-c.a. si considera convenzionalmente FC=1.00 (tale parametro è superfluo)

Descrizione dei DATI PROGETTO

Numero Piani, Numero Materiali, Numero Nodi, Numero Sezioni, Numero Aste, Numero Solai

Significato evidente. I Piani coincidono con gli impalcati (per le strutture aventi tipologia di edificio).

Nel numero dei Nodi sono computati anche i nodi master eventualmente specificati per la modellazione master-slave degli orizzontamenti infinitamente rigidi.

Numero Condizioni di Carico Elementari, Numero Combinazioni di Condizioni di Carico

Le CCE (Condizioni di Carico Elementari) sono le condizioni di carico elementari, popolate secondo i tipi di azione previsti dai riferimenti normativi e presenti nella struttura.

Le CCC (Combinazioni di Condizioni di Carico) consentono la generazione di caratteristiche di sollecitazione e di deformazione per le combinazioni delle CCE (Condizioni di Carico elementari). Il numero di CCC e la loro definizione influisce unicamente sull'analisi statica: la combinazione sismica (§3.2.4) viene univocamente determinata in base alle CCE.

Dati PROGETTO

Numero Piani : 1
 Numero Materiali : 7
 Numero Nodi : 174
 Numero Sezioni : 37
 Numero Aste : 246
 Numero Solai : 7
 Numero Condizioni di Carico Elementari : 7
 Numero Combinazioni di Condizioni di Carico : 19
 Vettore traslazione (dX, dY) (m)
 (spostamento del riferimento globale XY rispetto al modello grafico):
 -40329.17,99865.34

PARAMETRI DI CALCOLO: Generali

Tipi di analisi:
 Analisi Modale: si
 Analisi Statica Lineare NON Sismica [§4.5.5]: si
 - con rigidezze elastiche: no
 Analisi Sismica Statica Lineare [§7.8.1.5.2]: no
 Analisi Sismica Dinamica Modale [§7.8.1.5.3]: no
 - con ridistribuzione del taglio [§7.8.1.5.2]: no
 Analisi Sismica Statica NON Lineare Pushover [§7.8.1.5.4]: si
 Opzioni avanzate:
 Soglia di labilita' per spostamenti nodali (mm) = 100
 Minima lunghezza per aste in fondazione infinitamente rigide (m) = 0.05
 Minima forza da considerare (kN) = 0.01
 Passo di discretizzazione per sollecitazioni e deformazioni (m) = 0.1
 Modifiche automatiche per vincolamento aste: si

AZIONE SISMICA

Struttura:
 Vita Nominale VN (anni) = 50
 Classe d'uso: III
 Coefficiente d'uso CU = 1.5
 Periodo di riferimento per l'azione sismica VR=VN*CU (anni) = 75
 Pericolosità:
 Ubicazione del sito:
 Longitudine ED50 (gradi sessadecimali) = 11.4272

- Latitudine ED50 (gradi sessadecimali) = 44.9842
 Tipo di interpolazione: superficie rigata [SCA]
 ag(g) Fo Tc*(sec) per i periodi di ritorno di riferimento

30	0.033	2.561	0.227
50	0.039	2.592	0.27
72	0.044	2.559	0.288
101	0.051	2.544	0.293
140	0.059	2.533	0.303
201	0.069	2.508	0.302
475	0.096	2.564	0.305
975	0.123	2.593	0.305
2475	0.167	2.568	0.326

Per periodi di ritorno TR<30 anni [cfr. DPC-Reluis, CNR-ITC]:
 ag(TR) = K * TR^α, dove:
 K = 0.009759802, α = 0.353950833

Stati Limite:
 FVR (%) Probabilita' di superamento nel periodo di riferimento VR (Tab.3.2.i)

SLE: SLO	81
SLE: SLD	63
SLU: SLV	10
SLU: SLC	5

ag(g) Fo Tc*(sec) e altri parametri di spettro per i periodi di ritorno TR associati a ciascun Stato Limite [§3.2.3]

Stato	TR	a,g	Fo	TC*	S	TB	TC	TD
limite	(anni)	(*g)		(sec)		(sec)	(sec)	(sec)
SLO	45	0.038	2.586	0.261	1.500	0.142	0.427	1.752
SLD	75	0.045	2.557	0.289	1.500	0.152	0.457	1.780
SLV	712	0.110	2.580	0.305	1.500	0.158	0.474	2.040
SLC	1462	0.140	2.582	0.314	1.483	0.161	0.483	2.160

Suolo:
 Categoria di sottosuolo e Condizioni topografiche:
 Categoria di sottosuolo: C
 Categoria topografica: T1
 Rapporto quota sito / altezza rilievo topografico = 0
 Coefficiente di amplificazione topografica ST = 1
 PGA:
 Definizione di PGA: Accelerazione su roccia (analoga ad ag)
 Microzonazione:
 Fattore di suolo SS da microzonazione sismica: no

Componenti:
 Spettro di risposta: componente orizzontale:
 SLE: Smorzamento viscoso (ξ) (%) = 5
 η=[10/(5+ξ)]= 1
 SLU: Rapporto αu/αl = 1.4
 Regolarità in altezza: no
 SLU: Fattore di struttura = 2.1 => η=1/q= 0.476
 Spettro di risposta: componente verticale:
 SS=1.000, S=1.000, TB=0.050 sec, TC=0.150 sec, TD=1.000 sec, ξ=5% (η=1.000), q=1.500 (η=1/q=0.667)

PARAMETRI DI CALCOLO: Sismica
 Direzioni di analisi e Combinazione delle componenti:
 Angolo di ingresso del sisma (+ se antiorario) (α°) = 0
 (analisi nelle direzioni X e Y)
 Criterio di combinazione delle componenti orizzontali: +30%
 Ignorare effetti eccentricita' accidentali in Sismica Lineare: no

Opzioni di analisi:
 Progettazione semplificata per zone a bassa sismicita' [§7]: no
 - sd(T1) (g) per zone a bassa sismicita' = 0.07
 Per Analisi Sismica Lineare:
 - altezza H della costruzione (7.2.2) misurata a partire dal piano di fondazione (m) = 7.7
 - quota di inizio degli effetti sismici (m) = 0
 - amplificazione spostamenti sismici con fattore μ[§7.3.3.3 per SLV, §C7.3.7 per SLO e SLD]:
 ignorare ai fini del calcolo delle tensioni sul terreno: si
 - eseguire analisi per SLO: si
 - eseguire analisi per SLD: si

Per Analisi Sismica Statica Lineare:
 Periodo principale T1 (sec) in direzione α: T1X = 0.527
 - in direzione α+90°: T1Y = 0.527
 Calcolo di T1 con relazione (7.3.5) T1=C1*H^(3/4): si
 - C1 per il calcolo di T1 = 0.114
 λ=1.00 nella definizione delle forze sismiche [§7.3.3.2]: no

PARAMETRI DI CALCOLO: Analisi Modale
 Metodo di calcolo per Analisi Modale: Lanczos
 Metodo di normalizzazione degli autovettori: Rispetto alla matrice delle masse
 Numero modi da calcolare: 3
 Numero di modi da considerare: tutti i modi con massa part.>5% e comunque tali che massa part.tot.>85% [§7.3.3.1]
 Metodo di combinazione dei modi: CQC (combinazione quadratica completa) [§7.3.3.1]

PARAMETRI DI CALCOLO: Muratura
 Tipo di edificio e Livello di Conoscenza: Muratura Ordinaria
 Edificio Esistente con Livello di Conoscenza LC1 (limitata)
 Fattore di Confidenza FC [§8.5.4, §C8A.1.a.4, §4.2 Dir.9.2.2011] = 1.35
 Coefficienti parziali di sicurezza: Edificio Esistente con Livello di Conoscenza LC1 (limitata)
 - γM in Statica [§4.5.6.1] = 2.7
 - γM in Sismica [§7.8.1.1] = 2
 - per edifici esistenti [§8.5.4]: γM*FC: in Statica = 3.65 , in Sismica = 2.7

Comportamento muratura:
 Diagramma di calcolo tensione-deformazione [§4.1.2.1.2.2]: Stress-block
 Coefficienti correttivi dei parametri meccanici [Tab. C8A.2.2]: per 2 o più coefficienti:

PARAMETRI DI CALCOLO: Analisi
 Per maschi murari:
 Contributo Rigidezza Trasversale: si
 Assemblaggio rigidezza flessionale (EJ) per elementi contigui: si

Analisi Sismica: Intervento di Miglioramento.
 - Stato di Progetto per Analisi globale: struttura corrente.
 - Stato Attuale per Analisi globale2017_011_ScuolaSalara_SA_travi
 - Stato di Progetto per Analisi cinematica
 - Stato Attuale per Analisi cinematica2017_011_ScuolaSalara_SA_travi

Per Edifici Esistenti: valutare la sicurezza con riferimento al solo SLV [§8.3]: si

Analisi Sismica lineare: varie:
 Eseguire il calcolo degli Indicatori di Rischio Sismico: no
 Eseguire le verifiche di sicurezza anche per combinazioni (Nmin, T/Mmax), (Nmax, T/Mmin): no
 Ridistribuzione taglio [§7.8.1.5.2-3]
 - Max riduzione del taglio V per i maschi murari: R% = 25
 - Max aumento del taglio V per i maschi murari: a% = 25

- $\Delta V \leq \max(R, a\%) |V|, 0.1 * |V_{piano}|$: si

PARAMETRI DI CALCOLO: Verifiche

Per maschi murari:

Sezioni di verifica. Alla base: obbligatoria; in sommità: a tutti i piani, tranne l'ultimo

PressoFlessione Complanare:

Eseguire le verifiche [§7.8.2.2.1]: si

Considerare la Flessione solo nei maschi snelli: no

- snelli se (h/l) superiore a: 2

Taglio per Scorrimento:

Eseguire le verifiche [§7.8.2.2.2]: si

Modalità di calcolo della zona reagente: distribuzione triangolare delle tensioni [EC6,§4.5.3(6)]

Maschi in muratura ordinaria: prescindere in ogni caso dalla parzializzazione: no

Taglio per fessurazione diagonale:

Eseguire le verifiche [SC8.7.1.5]: si

Per muratura nuova, in Analisi lineare: $\tau_0 = f_{vm0}$: si

(in analogia con la muratura esistente, anziché: $\tau_0 = f_{vk0}$)

Coefficiente di forma b in dipendenza dalla snellezza $\lambda = (h/l)$: b=1.5 indipendente da λ (Turnsek-Cacovic)

Resistenza a trazione ft = b τ_0

PressoFlessione Ortogonale:

Analisi Statica [§4.5.6.2]:

a. Con azioni da modello di calcolo 3D: si

b. Metodo semplificato (ipotesi di parete incernierata a livello dei piani) [§4.5.5,§4.5.6.2]: no

Eseguire le verifiche (a, b) solo in mezzera: si

Analisi Sismica [§7.8.2.2.3]:

a. Con azioni da modello di calcolo 3D: si

b. Con azioni convenzionali (forze equivalenti) [§7.2.3] (solo per analisi lineare): no

- Assumere $T_a=0$ [§7.8.1.5.2] per tutte le pareti che rispettano i requisiti della Tab.7.8.II, per muratura sia nuova che esistente

In Analisi Statica (a) e Analisi Sismica (a, b):

Considerare eccentricità minima (h/200) (rif.: 4.5.9): si

PARAMETRI DI CALCOLO: Pushover (1)

Distribuzioni di forze [cfr. §7.3.4.1]:

Gruppo 1: distribuzioni principali

(A) Lineare: proporzionale alle forze statiche

Gruppo 2: distribuzioni secondarie

(E) Uniforme: forze proporzionali alle masse

Fattore di partecipazione modale Γ [cfr. §C7.3.5]:

calcolato con le sole masse equiverse all'analisi

$\Gamma = 1.00$ nella distribuzione di forze Uniforme (E): si

Incrementi di taglio, Direzioni di analisi, Punto di controllo

Incremento di taglio alla base (kN):

- iniziale (fino al taglio di prima plasticizzazione) = 35

- dopo il taglio di prima plasticizzazione = 35

Direzione e verso di analisi:

+ α (+X per $\alpha=0^\circ$)

- α (-X per $\alpha=0^\circ$)

+ $\alpha+90^\circ$ (+Y per $\alpha=0^\circ$)

-($\alpha+90^\circ$) (-Y per $\alpha=0^\circ$)

considerare gli effetti dell'eccentricità accidentale: no

Punto di controllo:

baricentro del piano 1

PARAMETRI DI CALCOLO: Pushover (2)

Comportamento degli elementi strutturali:

Verifiche di sicurezza in corso di analisi:

Maschi murari:

Non eseguire verifiche a Sforzo Normale di Trazione: si

Non eseguire verifiche a PressoFlessione Ortogonale: no

Fasce di piano (Strisce, Sottofinestra):

Non eseguire verifiche a PressoFlessione: si

Non eseguire verifiche a Taglio: si

Non eseguire verifiche di resistenza in fase plastica: no

Fondazioni:

Ignorare aste su suolo elastico in Analisi Pushover: no

Curve caratteristiche: comportamento:

Maschi murari: Bilineare, con rigidità iniziale elastica

Fasce di piano (Strisce, Sottofinestra): Elasto-plastico

Dopo il collasso, la fascia non vincola più gli spostamenti orizzontali dei nodi dei maschi tra i quali è definita: no

Modalità di calcolo:

Spostamento ultimo:

Drift ultimo (deformazione angolare): si

- fattore di snellezza H_0/D per drift a pressoflessione: no

Controllo di duttilità (multiplo dello spostamento al limite elastico): no

Sistema bilineare equivalente:

Massima riduzione R di resistenza in corrispondenza di SLU (%) = 20

Tratto elastico passante per il punto con Taglio (K Tmax), dove K = 0.7

Ulteriori condizioni per il raggiungimento di SLU:

Spostamenti non superiori ad H/K, con: H altezza dell'edificio, K = 100: no

Taglio alla base (kN) non superiore a 100000: no

Massima diminuzione di rigidità fra due passi consecutivi 50% : no

Riduzione del Taglio non superiore a R% del massimo:

Ultima configurazione equilibrata corrispondente a una riduzione del Taglio pari a R% rispetto al massimo

SLU: ultimo punto effettivamente calcolato prima della riduzione del Taglio pari a R% rispetto al massimo: no

Opzioni varie:

Ignorare tratti plastici orizzontali a taglio ultimo costante in caso di collasso completo di un piano: si

Incremento di taglio autocorrettivo per individuare i punti di collasso dei singoli elementi strutturali: no

PARAMETRI DI CALCOLO: Muratura Armata

Acciaio:

Diagramma di calcolo tensione - deformazione [§4.1.2.1.2.3]:

Modello: elastico perfettamente plastico (tensioni in N/mm², deformazioni in per mille):

$f_{yk} = 550$ - a) in analisi lineare: $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 478.3$ b) in analisi non lineare: $f_{ym} = f_{yk}/0.93 = 591.4$

$\sigma_{sd} = 10$ - $E_s = 210000$

σ_{yd} : a) in analisi lineare: $f_{yd}/E_s = 2.28$ b) in analisi non lineare: $f_{ym}/E_s = 2.82$

Armatura:

verticale: f_{min} barre: 5 mm.; orizzontale (nei giunti):

tipo di traliccio: 2

sezione totale del traliccio A_{sw} (mm²) = 25

distanza verticale tra i livelli di armatura (mm) = 500

f_{yk} per l'armatura orizzontale = 449.995

Coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_s = 1.15$

Opzioni per Verifiche di resistenza:

PressoFlessione: contributo dell'armatura compressa no

Taglio: $V_t = V_{tM} + V_{tS} = (d \cdot t \cdot f_{vd}) + (0.6 \cdot d \cdot A_{sw} \cdot f_{yd})/s$, con: $V_t \leq 0.3 \cdot f_d \cdot t \cdot d$ [§7.8.3.2.2]

PARAMETRI DI CALCOLO: Calcestruzzo Armato

Acciaio:

Diagramma di calcolo tensione - deformazione [§4.1.2.1.2.3]:

Modello: elastico perfettamente plastico (tensioni in N/mm^2 , deformazioni in per mille):

$f_{yk} = 450$

$\epsilon_{ud} = 10$ - $E_s = 210000$

Coefficiente parziale di sicurezza per acciaio $\gamma_s = 1.15$

Fattore di confidenza FC per acciaio in c.a. esistente [cfr. Tab.C8A.1.2] = 1.2

Calcestruzzo:

Diagramma di calcolo tensione - deformazione [§4.1.2.1.2.2]:

Modello: parabolico-rettangolare:

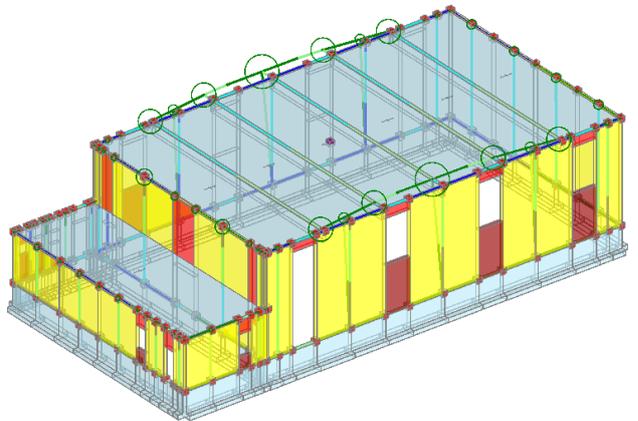
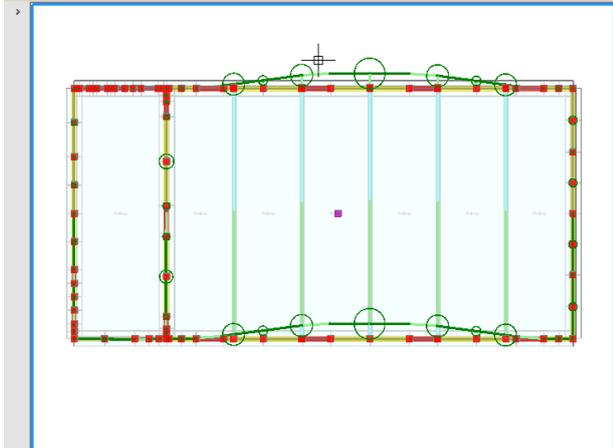
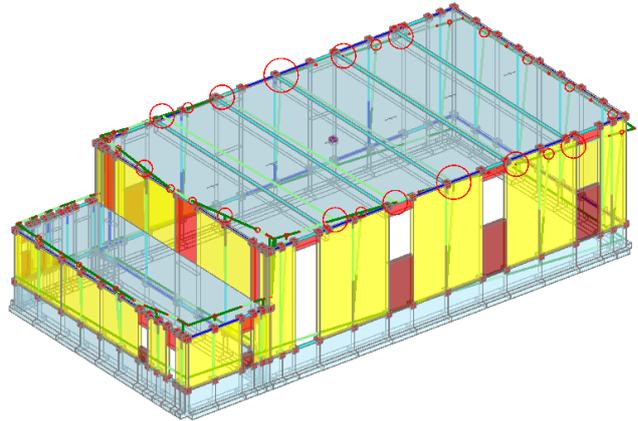
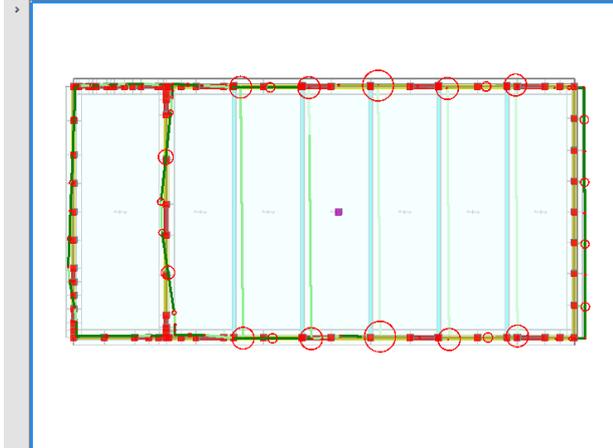
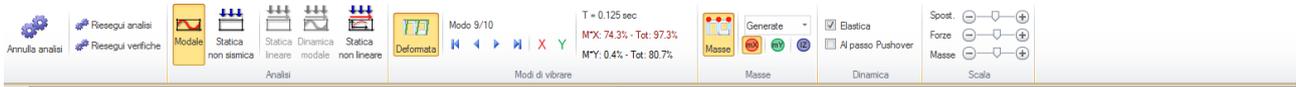
$\epsilon_{c2} = 2$ - $\epsilon_{cu} = 3.5$

Coefficiente parziale di sicurezza per calcestruzzo $\gamma_c = 1.5$

Varie:

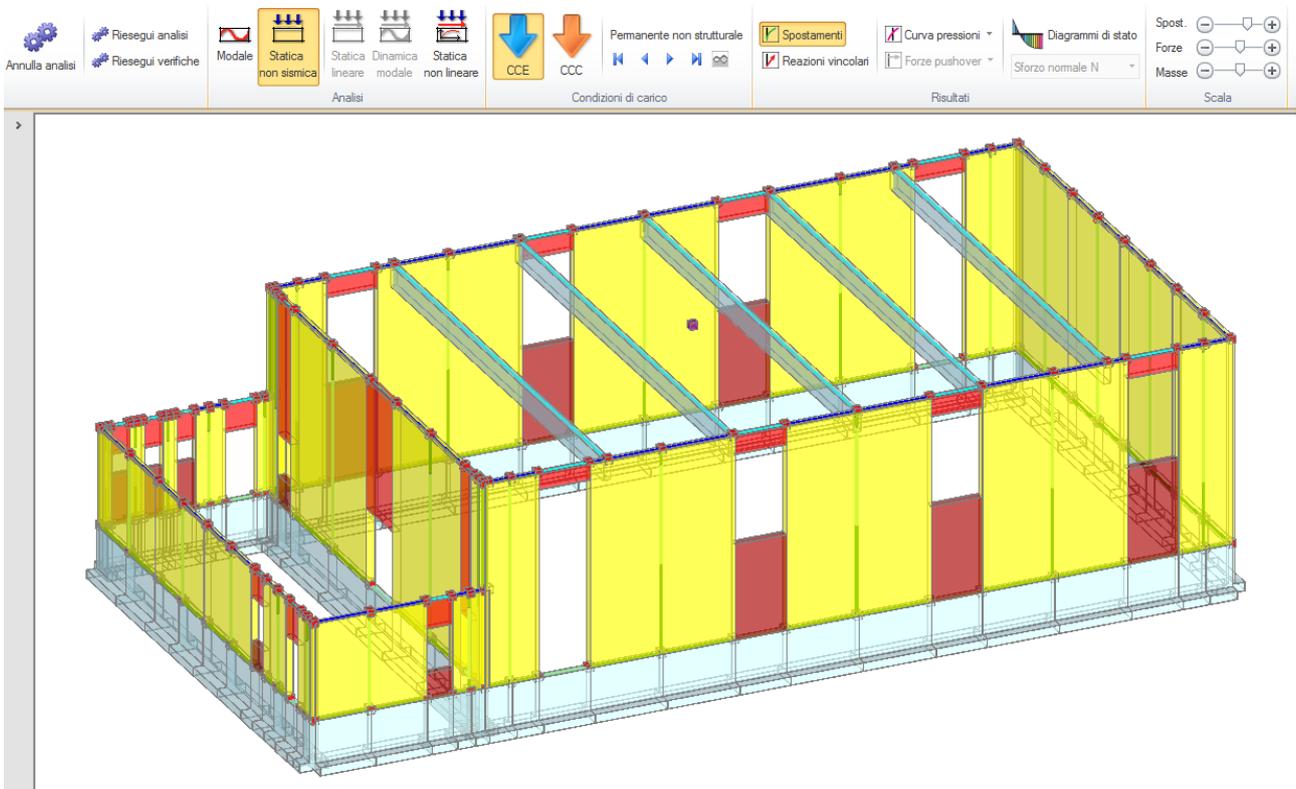
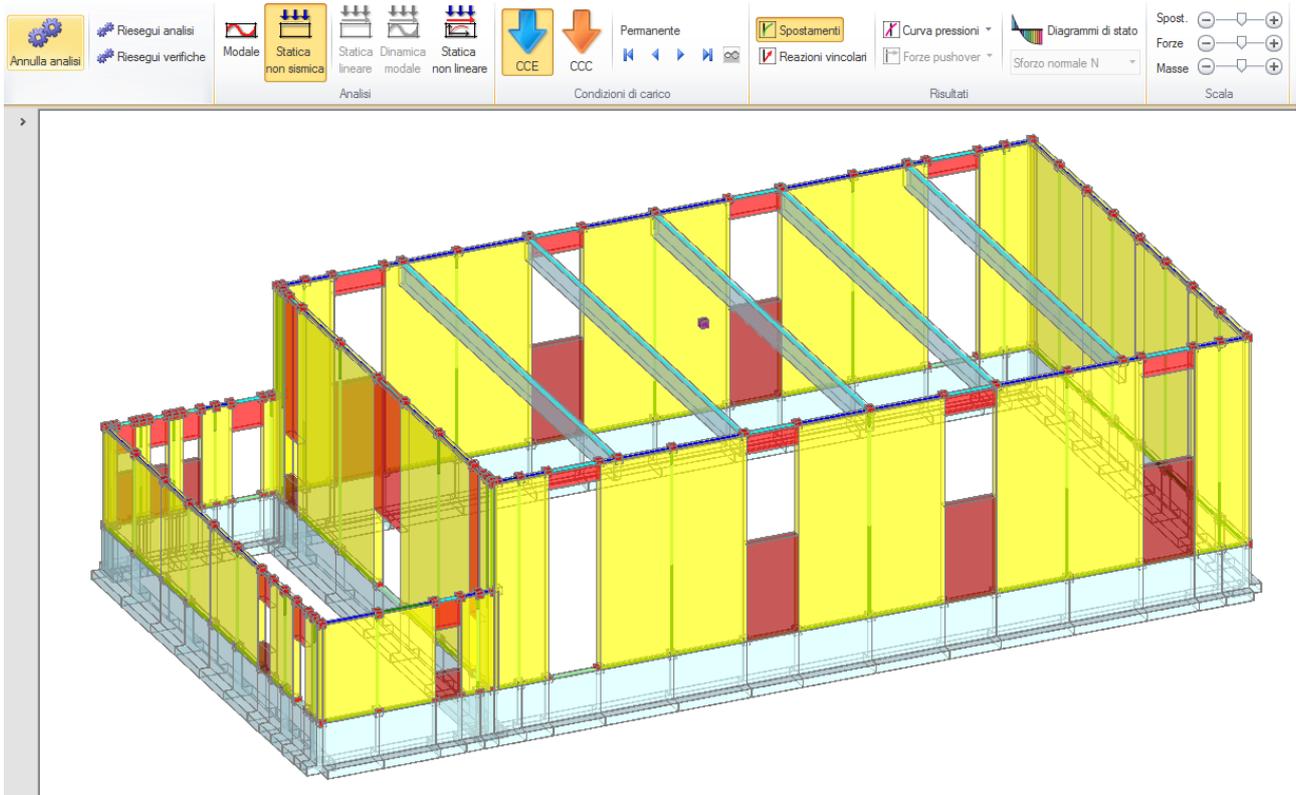
Verifiche a PressoFlessione: si considera sempre il contributo dell'armatura compressa

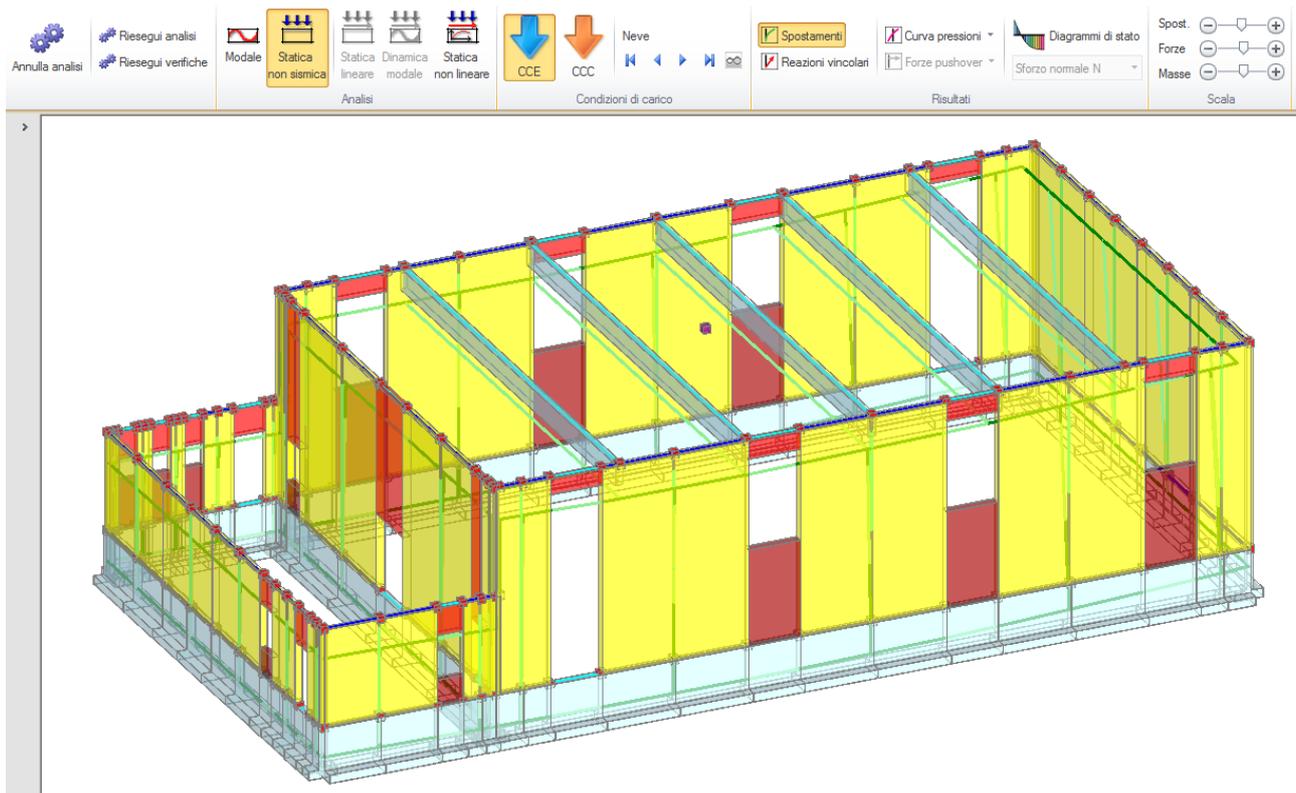
Fattore di confidenza FC per strutture in c.a. [cfr. Tab.C8A.1.2] = 1.2



1.8.1 DEFORMATE E SOLLECITAZIONI PER CONDIZIONI DI CARICO

1.8.1.1 DEFORMATE





L'analisi pushover non genera le deformazioni per ogni condizione di carico ma gli spostamenti totali della struttura nella sua globalità.

Questi spostamenti sono riassunti in direzione $\pm X$ e $\pm Y$ al §2.10.2.

1.8.1.2 SOLLECITAZIONI

Caratteristiche di Sollecitazione.

In fig. (e) sono rappresentate le azioni interne.

Relazioni fra PCM e le consuete convenzioni ingegneristiche (Ing).

Le caratteristiche di sollecitazione (azioni interne derivanti dal calcolo) hanno segno concorde con gli assi locali, e la convenzione è invariata sia per il nodo iniziale i sia per il nodo finale j . Ciò può comportare alcune discordanze con i segni attribuiti dalla consueta convenzione ingegneristica.

Nel seguito, vengono specificate le convenzioni sulle singole caratteristiche di sollecitazione, indicando con (Ing) la convenzione ingegneristica (che in PCM determina il tracciamento dei diagrammi), e con (PCM) la convenzione adottata da PCM.

Momento Flettente M_y (piano locale di sollecitazione: xz):

(Ing) Il diagramma del Momento M_y viene rappresentato sempre dalla parte delle fibre tese. Si attribuisce segno + (fig. (g)) al Momento M_y rappresentato nel semipiano $z < 0$. Pertanto, $M_y +$ tende le fibre a $z < 0$.

(PCM) $M_y +$ se porta z su x . Pertanto: $M_y +$ al nodo i indica fibre tese per $z < 0$; $M_y +$ al nodo j indica fibre tese per $z > 0$.

Concordanza dei segni:

Nodo i (PCM) concorde con (Ing).

Nodo j (PCM) discorde con (Ing).

Taglio T_z (piano locale di sollecitazione: xz):

(Ing) Il Taglio $T_z +$ tende a far ruotare il concio elementare in senso orario. Il Taglio $T_z +$ è rappresentato nello stesso semipiano di $M_y +$, cioè nel semipiano $z < 0$.

(PCM) $T_z +$ se orientato lungo $+z$.

Concordanza dei segni:

Nodo i (PCM) concorde con (Ing).

Nodo j (PCM) discorde con (Ing).

Sforzo Normale N :

(Ing) Lo Sforzo Normale è + se genera trazione, - se compressione. In un'asta tesa, N è sempre +.

Il diagramma di N si rappresenta convenzionalmente nel piano di sollecitazione xz , con $N +$ posto nello stesso semipiano di $M_y +$, cioè nel semipiano $z < 0$.

(PCM) $N +$ se equiverso all'asse locale x . $N +$ al nodo i indica compressione; $N +$ al nodo j indica trazione. Pertanto, un'asta tesa ha $N -$ al nodo i e $+ al nodo j .$

Concordanza dei segni:

Nodo i (PCM) discorde con (Ing).

Nodo j (PCM) concorde con (Ing).

Momento Flettente M_z (piano locale di sollecitazione: xy):

(Ing) Il diagramma del Momento M_z viene rappresentato sempre dalla parte delle fibre tese. Si attribuisce segno + (fig. (h)) al Momento M_z rappresentato nel semipiano $y > 0$. Pertanto, $M_z +$ tende le fibre a $y > 0$.

(PCM) $M_z +$ se porta x su y . Pertanto: $M_z +$ al nodo i indica fibre tese per $y > 0$; $M_z +$ al nodo j indica fibre tese per $y < 0$.

Concordanza dei segni:

Nodo i (PCM) concorde con (Ing).

Nodo j (PCM) discorde con (Ing).

Taglio Ty (piano locale di sollecitazione: xy):

(Ing) Il Taglio Ty + tende a far ruotare il concio elementare in senso orario. Il Taglio Ty + è rappresentato nello stesso semipiano di Mz +, cioè nel semipiano y>0.

(PCM) Ty + se orientato lungo +y.

Concordanza dei segni:

Nodo i (PCM) discorde con (Ing).

Nodo j (PCM) concorde con (Ing).

Momento Torcente Mx:

(Ing) + se genera rotazione torsionale positiva sulla faccia sinistra del concio elementare. In un'asta soggetta a coppia torcente positiva a sinistra e negativa a destra, Mx è sempre +.

Il diagramma di Mx si rappresenta convenzionalmente nel piano di sollecitazione xz, con Mx + posto nello stesso semipiano di My +, cioè nel semipiano z<0.

(PCM) + se porta y su z.

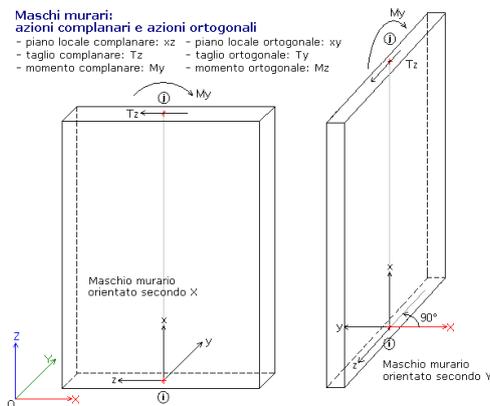
Concordanza dei segni:

Nodo i (PCM) concorde con (Ing).

Nodo j (PCM) discorde con (Ing).

Pareti in Muratura.

In figura seguente sono rappresentati due maschi murari, uno orientato secondo X, l'altro secondo Y. L'orientamento viene definito dall'angolo in pianta, positivo se antiorario, misurato a partire dall'asse globale X. Il piano locale complanare è sempre il piano xz; il piano locale ortogonale è sempre il piano xy.



RISULTATI DELL'ANALISI STATICA LINEARE (NON SISMICA)

In analisi statica non sismica, per gli edifici in muratura viene analizzato il solo **Stato Limite Ultimo (SLU) di salvaguardia della Vita (SLV)** in base a quanto espressamente indicato in §4.5.6.3: "Non è generalmente necessario eseguire verifiche nei confronti di stati limite di esercizio di strutture in muratura, quando siano soddisfatte le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi".

Le **Combinazioni di Carico per Analisi Statica non sismica** sono le combinazioni di tipo fondamentale, impiegate per gli stati limite ultimi (2.5.1) §2.5.3, espresse dalla formulazione:

$$\gamma_{G1} * G_1 + \gamma_{G2} * G_2 + \gamma_P * P + \gamma_{Q1} * Q_{k,1} + \gamma_{Q2} * \psi_{0,2} Q_{k,2} + \gamma_{Q3} * \psi_{0,3} Q_{k,3} + \dots$$

La definizione delle azioni rispetta quanto formulato in §2.5.1.3 e §2.5.2; in particolare Qk,1 è l'azione variabile dominante, mentre Qk,2, Qk,3, ..., sono azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante. Le azioni variabili Qk,j vengono combinate con i coefficienti di combinazione ψ i cui valori sono forniti in §2.5.3, Tab.2.5.1.

Per la struttura denominata Nome, vengono elaborati sottocartelle e files di risultati organizzati secondo lo schema seguente.

\STA\Nome.A0i, i=1,...,n°CCE: Risultati della CCE i-esima

\STA\Nome.B0i, i=1,...,n°CCC: Risultati della CCC (combinazione delle condizione di carico elementari) i-esima. Questi risultati si riferiscono alle CCC direttamente specificate, senza relazione con l'analisi sismica.

Fra gli altri files prodotti dall'elaborazione di PCM:

\STA\Nome.E0i, .F0i, i=1,...,n°CCE: Files di servizio per le caratteristiche di sollecitazione e di deformazione delle CCE

\STA\Nome.S0i, .T0i, i=1,...,n°CCC: Files di servizio per le caratteristiche di sollecitazione e di deformazione delle CCC

RISULTATI DELL'ANALISI SISMICA (STATICA E DINAMICA MODALE)

Dal punto di vista sismico, l'edificio può essere schematizzato con un modello tridimensionale (modellazione 3D) oppure scomposto in più modelli piani (modellazione 2D) ognuno analizzato singolarmente. La scomposizione in modelli piani è prevista nel caso di edifici esistenti in muratura con impalcati flessibili (§8.7.1).

Nella **modellazione 3D**, il sisma è rappresentato da forze sismiche di nodo in coordinate globali: FX, FY, FZ, MX, MY, MZ [normalmente sono diverse da zero solo le componenti: FX, FY (forze orizzontali), MZ (momento torcente intorno all'asse verticale)], che in caso di piano rigido in ipotesi master/slave, sono applicate nel solo nodo master. Gli effetti torcenti sull'edificio vengono interpretati dai momenti torcenti MZ, determinati dal prodotto forza orizzontale per l'eccentricità aggiuntiva. Essi sono presenti nel caso di piano rigido, dove assume significato il centro delle rigidezze e quindi può essere considerata una sua eccentricità rispetto al baricentro.

Nella **modellazione 2D**: la forza sismica viene in genere applicata al traverso orizzontale, spesso considerato rigido: in tal caso, l'unico grado di libertà dinamico per il traverso è la traslazione orizzontale ed i modi di vibrare sono pari al numero di piani (=numero dei traversi); l'unica forza sismica è FX, dal momento che il telaio piano risiede nel piano XZ. Gli effetti torcenti sull'edificio vengono rappresentati tramite il coefficiente di amplificazione d da applicarsi direttamente alle forze sui traversi. Anche nella modellazione 2D si fa riferimento al nodo master di piano: generalmente, viene fatto coincidere con il nodo estremo sinistro del traverso posto alla quota del piano (nodo dove si considera concentrata l'azione sismica di origine modale).

Secondo Normativa, per gli edifici devono essere analizzati alcuni stati limite di riferimento. Per le costruzioni in muratura, questi sono:

- **Stati Limite di Esercizio (SLE)**: Stato Limite di Operatività (SLO) e Stato Limite di Danno (SLD)
- **Stati Limite Ultimi (SLU)**: Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) e Stato Limite di Collasso (SLC).

Per tutti i **nuovi edifici**, si devono analizzare **SLV (con verifiche di resistenza) e SLD (con verifiche degli spostamenti)**. Per gli edifici nuovi di **Classe III e IV**, se si vogliono limitare i danneggiamenti strutturali, si devono eseguire verifiche di **resistenza a SLD** (ponendo $h=2/3$ nel corrispondente spettro di risposta, secondo §7.3.7.1) e verifiche degli **spostamenti a SLO** (§7.3.7.2).

Per gli **edifici esistenti** è possibile, se non diversamente richiesto, fare riferimento a §8.3: "la valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguiti con riferimento ai soli SLU". In tal caso, quindi, si analizzerà il solo **SLV (con verifiche di resistenza)**. Per interventi su edifici esistenti strategici o importanti (Classe III o IV) è possibile che venga comunque richiesto il rispetto di requisiti prestazionali relativi alle deformazioni, in modo analogo ai nuovi edifici: in tali casi si eseguiranno quindi anche verifiche a **SLD e SLO**.

Per ogni Stato Limite, la Normativa definisce lo Spettro di Risposta elastico. Per gli Stati Limite di esercizio lo spettro di progetto è lo spettro elastico corrispondente (§3.2.3.4), mentre per gli Stati Limite ultimi lo spettro di progetto si ottiene dallo spettro elastico dividendo le ordinate per il fattore di struttura q (§3.2.3.5).

L'analisi sismica è organizzata secondo la seguente procedura:

- (A) generazione e risoluzione di apposite C.C. elementari sismiche;
- (B) determinazione degli effetti sismici risultanti dalla simultaneità delle componenti orizzontali sismiche (per 'effetti' si intendono le caratteristiche di sollecitazione e di deformazione);
- (C) combinazione degli effetti sismici con gli effetti dovuti ad altre azioni non sismiche.

(A) Le Condizioni di Carico elementari sismiche vengono determinate in base alle seguenti considerazioni (il riferimento corrente è alla **modellazione 3D**; in rosso le **caratteristiche della modellazione 2D**. **Nota bene:** la modellazione 2D è consentita per edifici regolari in pianta da alcuni testi normativi (cfr. OPCM 3274/2003-3431/2005, §4.4), ma non dal D.M.14.1.2008 (cfr. §7.2.6): quest'ultimo prevede invece la possibilità di modellazioni 2D per edifici esistenti in muratura (§8.7.1) con impalcati flessibili):

- il sisma orizzontale è considerato agente in due direzioni ortogonali (§3.2.3), indicate con a e $a+90$;

(2D: **una sola direzione, la X, nel piano del telaio, piano XZ**);

- nel caso di piani rigidi, deve inoltre essere considerata un'eccentricità aggiuntiva (tratta dai Parametri generali dei Dati geometrici), il cui effetto è quello di generare un momento torcente aggiuntivo $M_{t,agg}$ di piano (2D: **viene considerato il Coefficiente Amplificativo d definito in §7.3.3.2, direttamente applicato alla forza orizzontale**).

Pertanto, in direzione a si avranno 2 C.C. elementari:

(1) $a + M_{t,a,agg}$

(2) $a - M_{t,a,agg}$

dove $M_{t,a,agg}$ è calcolato in base all'Eccentricità Aggiuntiva lungo $a+90$ (definita in §7.2.6) (ad ogni piano, il valore di $M_{t,a,agg}$ può essere diverso, anche se NTC08 prevede un'eccentricità costante su tutti gli orizzontamenti).

(2D: **1 C.C. elementare: a**)

e altrettante in direzione $a+90$:

(3) $(a + 90) + M_{t,a+90,agg}$

(4) $(a + 90) - M_{t,a+90,agg}$

dove $M_{t,a+90,agg}$ è calcolato in base all'Eccentricità Aggiuntiva lungo a (definita in §7.2.6) (ad ogni piano, il valore di $M_{t,a+90,agg}$ può essere diverso).

In caso di **Analisi Sismica Statica Lineare**, frequentemente i piani sono considerati rigidi (l'applicazione di questa analisi è in genere lecita solo quando sono soddisfatte le condizioni di regolarità) ed in tal caso le 4 (2D: **1; la modellazione 2D con piani rigidi è consentita da alcune Norme: cfr. OPCM 3274/2003-3431/2005**) C.C. elementari sono tutte da risolvere.

Queste Condizioni di Carico elementari di tipo sismico vengono prodotte automaticamente dal software.

Nel caso di piani rigidi, ognuna di queste Condizioni di Carico elementari è costituita da carichi concentrati nei nodi master (baricentri di piano), e più precisamente: forze orizzontali nelle direzioni globali X e Y, e momenti torcenti MZ dati dal prodotto forza orizzontale per l'eccentricità aggiuntiva (2D: **c'è solo una forza orizzontale in direzione X, amplificata col coefficiente di amplificazione d**).

Il sisma verticale non viene considerato in Analisi Sismica Statica Lineare (§7.3.3.2), definita solo dal sistema di forze orizzontali distribuite lungo l'altezza dell'edificio. In caso di effetti sismici verticali rilevanti, si eseguirà l'Analisi Sismica Dinamica Modale; in alternativa, poiché gli effetti del sisma verticali possono essere limitati a modelli parziali comprendenti i soli elementi interessati (§7.2.1; p. es. sbalzi, strutture spingenti), all'Analisi Sismica Statica Lineare del modello globale per la valutazione degli effetti del sisma orizzontale, potranno essere associate valutazioni a parte riguardanti il sisma verticale effettuate appunto solo sugli elementi interessati.

In caso di **Analisi Sismica Dinamica Modale**, si devono considerare gli effetti dei singoli modi, che vanno combinati tra loro. In analisi sismica dinamica modale, più frequentemente che in analisi sismica statica lineare, è possibile che un impalcato sia non rigido e che quindi non esista un nodo master, ma le masse siano considerate vibranti indipendentemente l'una dall'altra.

Pertanto:

- se vi è almeno un piano rigido, sono da risolvere 4 (2D: **1; la modellazione 2D con piani rigidi è consentita da alcune Norme: cfr.**

OPCM 3274/2003-3431/2005) C.C. elementari per ogni modo; $M_{t,agg}$ sarà applicato solo ai piani rigidi;

- se nessun piano è rigido, le C.C. elementari si riducono a 2 per ogni modo: a , $+(a+90)$ (2D: **1; la modellazione 2D con piani flessibili è consentita, per edifici esistenti in muratura (cfr. §8.7.1), dal D.M.14.1.2008**).

Ognuna di queste Condizioni di Carico elementari è costituita da carichi concentrati corrispondenti ai gradi di libertà dinamici, applicati nei nodi sedi di masse indipendenti (anche nell'analisi dinamica, in caso di piano rigido le forze agiscono nel nodo master, o baricentro di piano), e più precisamente: forze orizzontali nelle direzioni globali X e Y; in corrispondenza di un piano rigido, sarà anche applicato - nel nodo master del piano - il momento torcente MZ dato dal prodotto forza orizzontale per l'eccentricità aggiuntiva (2D: **c'è solo una forza orizzontale in direzione X, amplificata col coefficiente di amplificazione d**).

In caso di presenza di effetti di sisma verticale (ossia, qualora fra i gradi di libertà dinamici vi sia la traslazione di masse in direzione verticale Z), deve essere considerata una ulteriore Condizione di Carico elementare determinata da sisma Z. Pertanto: nel caso 3D: in presenza di almeno un piano rigido, le C.C. elementari da risolvere per ogni modo sono 5; in assenza di piani rigidi, sono 3. Nel 2D: sono 2 (sisma orizzontale e sisma verticale).

Considerando i risultati di tutti gli N modi di vibrare, gli effetti delle C.C. elementari - tra loro corrispondenti (cioè la (1) del 1° modo con la (1) del 2° modo, ecc.; la (2) del 1° modo con la (2) del 2° modo ecc. ecc. fino alla (4)) - vanno sovrapposti tra loro con la modalità di combinazione modi scelta (generalmente la CQC).

Ne derivano così gli effetti sismici complessivi competenti alle 4 (o alle 2) (2D: 1) C.C. elementari.

Questa procedura viene gestita automaticamente da PCM, che:

- I) partendo dai risultati dell'analisi modale crea le Condizioni di Carico elementari con le forze spettrali di origine modale;
- II) risolve le Condizioni di Carico elementari stesse,
- III) combina con il metodo scelto (in genere: CQC) gli effetti dei singoli modi di vibrare.

(B) Ottenuti gli effetti sismici complessivi corrispondenti alle 4 (o 2) (2D: 1) Condizioni di Carico elementari sismiche, si devono ora determinare i massimi effetti:

(b1) per sisma in direzione a, i massimi effetti sono: per 4 Condizioni di Carico elementari sismiche, i valori massimi fra (1)(2); per 2 Condizioni di Carico direttamente i valori di (1) (2D: direttamente i valori di (1));

(b2) per sisma in direzione (a +90), analogamente: i massimi fra (3)(4), o direttamente i valori di (3).

Nei modelli tridimensionali, le varie componenti orizzontali dell'azione sismica (a, a+90 ed eventualmente verticale) devono essere considerate agenti simultaneamente (§7.3.5). Per le due componenti orizzontali (a e a+90), i valori massimi **(b1)** e **(b2)** vengono combinati (a seconda della scelta dell'Utente):

- o calcolando la radice quadrata della somma dei quadrati: $E = \sqrt{E_a^2 + E_{(a+90)}^2}$

- o sommando ai massimi ottenuti per l'azione applicata in una direzione, il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nell'altra direzione: $\text{Max} [(E_a \text{ "+" } 0.30 E_{(a+90)}); (0.30 E_a \text{ "+" } E_{(a+90)})]$ (§7.3.15), §7.3.5).

Per quanto riguarda gli effetti del sisma verticale, questo deve essere considerato ove necessario (§7.2.1). Complessivamente, viene scelto il massimo valore fra le seguenti combinazioni (regola fissa, quindi non c'è un corrispondente parametro di impostazione scelto dall'Utente):

0.30 E_a "+" 0.30 E_(a+90) "+" E_{vert}

E_a "+" 0.30 E_(a+90) "+" 0.30 E_{vert}

0.30 E_a "+" E_(a+90) "+" 0.30 E_{vert}

Una considerazione importante riguarda il segno "+" nelle combinazioni degli effetti nelle direzioni orizzontali e verticale. Il segno indica che deve essere assunto + o -, al fine di ottenere il risultato più sfavorevole.

In caso di analisi sismica dinamica modale 3D (e analogamente nel 2D), gli effetti sono però tutti privi di segno (derivano dalla sovrapposizione modale) e quindi il "+" è un + effettivo. L'effetto finale della combinazione è ovviamente ancora privo di segno.

In caso di analisi sismica statica lineare 3D, gli effetti hanno invece un segno e quindi il "+" può essere interpretato come + o -. Il risultato della combinazione è quindi con il segno, usando la formula del 30%; è invece senza segno, se si utilizza la formula della radice quadrata della somma dei quadrati.

Si osservi che nel D.M. 16.1.1996 non si prescriveva la simultaneità del sisma nelle due direzioni orizzontali (per esse si consentiva in generale l'analisi sismica separata): pertanto, la perdita del segno poteva dipendere solo dalla sovrapposizione modale e interessava quindi la sola analisi dinamica.

Nell'analisi sismica statica lineare 2D, gli effetti sono invece sempre con il segno (non si devono eseguire combinazioni fra direzioni, perché l'orizzontale è unica ed il verticale è assente in quanto per considerarlo occorre necessariamente eseguire l'analisi sismica dinamica modale).

Nei confronti dei vari stati limite analizzati, gli effetti sismici Esism vengono valutati applicando, ove necessario, alcuni fattori correttivi, secondo il seguente schema:

- le **sollecitazioni in SLV** sono direttamente i valori risultanti dall'analisi svolta applicando forze sismiche determinate attraverso lo spettro di risposta di progetto allo stato limite SLV;
- gli **spostamenti in SLV** si ottengono amplificando i valori risultanti dall'analisi per il fattore m_d (§7.3.3.3). Gli spostamenti in SLV vengono utilizzati per particolari valutazioni, quali ad esempio la distanza tra costruzioni contigue (§7.2.2), ma in SLV non sono previste verifiche specifiche agli spostamenti alle quali corrispondano coefficienti di sicurezza caratteristici dell'edificio;
- per gli **spostamenti in SLD e SLO**: si conduce l'analisi applicando forze sismiche determinate attraverso gli spettri di risposta corrispondenti ad ogni stato limite, caratterizzati quindi dal fattore di smorzamento h; i valori degli spostamenti utilizzati per le verifiche di cui in §7.3.7.2 devono però essere calcolati assumendo h=1, cioè nell'ipotesi di struttura elastica (§7.3.7): ciò significa moltiplicare i valori degli spostamenti risultanti dall'analisi per il fattore 1/h. Si osservi che spesso h=1 (essendo x=5%) e quindi di fatto i valori degli spostamenti SLO e SLD utilizzati nelle verifiche coincidono con quelli derivanti dall'analisi;
- per le **sollecitazioni in SLD** utilizzate per le verifiche di cui in §7.3.7.1: si conduce l'analisi applicando forze sismiche determinate attraverso lo spettro di risposta SLD, caratterizzato dal fattore di smorzamento h; i valori delle sollecitazioni utilizzate per le verifiche di resistenza devono però essere calcolati assumendo h=(2/3) (§7.3.7.1): ciò significa moltiplicare i valori delle sollecitazioni risultanti dall'analisi per il fattore (2/3)/h (se h=1 il fattore moltiplicativo è direttamente: 2/3).

(C) A questo punto, gli effetti sismici Esism si combinano con le altre azioni (§3.2.4) per ottenere gli effetti finali da utilizzare nella verifica degli elementi strutturali.

Gli effetti delle altre azioni sono riconducibili alla sommatoria delle Condizioni di Carico elementari (NON sismiche), ognuna delle quali contribuisce con i coefficienti y₂.

La **Combinazione di Carico per Analisi Sismica** esaminata è quindi la seguente:

G₁ + G₂ + P + E + S(y_{2,j} * Q_{k,j})

I risultati complessivi sono sempre espressi nella forma Estat +/- Esism, per ottenere l'effetto massimo e l'effetto minimo.

Se il segno non è perduto (vedi casi precedenti), all'effetto statico viene prima sommato, quindi sottratto l'effetto sismico: in dipendenza dal segno di questo, si formeranno corrispondentemente l'effetto complessivo massimo (con la somma) e minimo (con la sottrazione), o minimo con la somma e massimo con la sottrazione (minimo e massimo si intendono in valore assoluto). La congruenza fra caratteristiche di sollecitazione diverse (ad esempio, M e N per la pressoflessione, o M e T per lo scorrimento che interessa la zona reagente) viene tuttavia mantenuta solo qualora non siano state effettuate le combinazioni con la formula del 30%, e più esattamente nei seguenti casi: analisi sismica statica lineare in assenza di sisma verticale, 2D o 3D in una sola direzione (X o Y). Negli altri casi, le caratteristiche di sollecitazione verranno accoppiate secondo le combinazioni possibili; ad esempio, nelle verifiche a pressoflessione, si possono considerare N_{max}, M_{max} e N_{min}, M_{min} oppure anche N_{max}, M_{min} e N_{min}, M_{max}.

Se il segno è perduto (analisi dinamiche modali), l'effetto complessivo massimo (sempre in valore assoluto) è dato dalla somma dell'effetto statico e dell'effetto sismico assunto con il segno dell'effetto statico; viceversa, per l'effetto complessivo minimo, si somma allo statico l'effetto sismico con il segno opposto dello statico; a causa della perdita di segno, la congruenza fra caratteristiche di sollecitazione diverse viene perduta.

Per la struttura denominata Nome, vengono elaborati sottocartelle e files di risultati organizzati secondo lo schema seguente.

La sottocartella **\Sxx** significa: **\Progetti\Nome\SSL** per Analisi Sismica Statica Lineare, e **\Progetti\Nome\SDM** per Analisi Sismica Dinamica Modale.

La sottocartella **\SLx** indica: **SLO,SLD,SLV**. Ognuna di esse contiene i risultati dell'analisi sismica, condotta distintamente per i diversi Stati Limite.

\SSL\SLx\Nome.SLi ($i=1,\dots,k$) = Condizioni di Carico elementari corrispondenti alle forze sismiche utilizzate per l'analisi sismica statica lineare. Le forze sismiche per l'analisi statica lineare sono definite in §7.3.3.2.

k può assumere i seguenti valori: $k=1$: analisi 2D; $k=4$: 3D con piani rigidi. Il sisma verticale è sempre assente; qualora debba essere considerato, occorre utilizzare l'analisi sismica dinamica modale.

\SSL\SLx\Nome.RSi ($i=1,\dots,k$) = Risultati corrispondenti alle Condizioni di Carico elementari .SLi.

\SSL\SLx\Nome.RSL = Risultati dell'analisi sismica statica lineare: contiene i massimi effetti sismici, calcolati a partire dai files .RSi.

\SDM\SLx\Nome.MOD = Risultati dell'analisi modale. Contiene autovalori, autovettori, e le informazioni sulle forze spettrali, che - in caso di analisi sismica dinamica modale - vengono anche archiviate, con l'opportuna formattazione, negli appositi files .DMi.

\SDM\SLx\Modo_J\Nome.DMi ($i=1,\dots,k$) = C.C. elementari corrispondenti alle forze sismiche spettrali derivanti dal modo j -esimo ($j=1,\dots,N^{\circ}$ modi da considerare). Nell'espressione delle forze non compare il fattore d'importanza, ma solo lo spettro di progetto. I files sono posti nella sottocartella creata appositamente per il modo j -esimo.

k può assumere i seguenti valori:

$k=1$: analisi 2D, no sisma verticale; $k=2$: analisi 2D, sì sisma verticale, o 3D no piani rigidi e no sisma verticale; $k=3$: 3D no piani rigidi, sì sisma verticale; $k=4$: 3D con almeno un piano rigido e no sisma verticale; $k=5$ con almeno un piano rigido e sì sisma verticale.

\SDM\SLx\Modo_J\Nome.RMi ($i=1,\dots,k$) = Risultati corrispondenti alle Condizioni di Carico elementari .DMi.

\SDM\SLx\Nome.RDi ($i=1,\dots,k$) = Risultati corrispondenti alle Condizioni di Carico elementari .DMi combinate fra loro con il metodo di sovrapposizione modale scelto (in genere: CQC).

\SDM\SLx\Nome.RDM = Risultati dell'analisi sismica dinamica modale: contiene i massimi effetti sismici calcolati a partire dai files .RDi.

\Sxx\SLx\Nome.RNS = Risultati della combinazione di Condizioni di Carico elementari non sismiche; questa combinazione è destinata alla successiva combinazione con gli effetti sismici contenuti nel file .RSL o .RDM. Pertanto, questa combinazione di Condizioni di Carico elementari, basandosi sulla formulazione di §3.2.4, utilizzerà i coefficienti $y,2$.

\SSL\SLx\Nome.RCS, \SDM\SLx\Nome.RCD = Risultati della combinazione di carico sismica, rispettivamente corrispondenti ad analisi sismica statica e ad analisi sismica dinamica, contenenti:

gli effetti della combinazione di Condizioni di Carico elementari non sismiche (file .RNS), indicati con Estat;

\pm gli effetti sismici, indicati con Esism, ottenuti rispettivamente da file .RSL (per .RCS) o .RDM (per .RCD), e corretti secondo gli appositi fattori moltiplicativi (spostamenti SLV: m_d [§7.3.3.3]; spostamenti SLO e SLD: $1/h$ [§7.3.7]; sollecitazioni SLO e SLD: $(2/3)/h$ [§7.3.7.1]).

I risultati sono espressi quindi nella forma: Estat \pm Esism

Fra gli altri files prodotti dall'elaborazione di PCM:

\Sxx\SLx\Nome.SNS, .TNS: files di servizio per le caratteristiche di sollecitazione e di deformazione della combinazione di Condizioni di Carico elementari non sismiche;

\Sxx\SLx\Nome.SSS, .TSS: files di servizio per le caratteristiche di sollecitazione e di deformazione di origine sismica.

1.8.1.3 RISULTATI DELL'ANALISI SISMICA NON LINEARE (PUSHOVER)

La verifica con PC.M non avviene applicando una forza sismica e verificando le murature: questo accade con le analisi lineari. In ambito lineare si possono ottenere ovviamente tutti i diagrammi delle caratteristiche di sollecitazione, le deformate, le reazioni vincolari, corrispondenti ad uno stato ben preciso di calcolo.

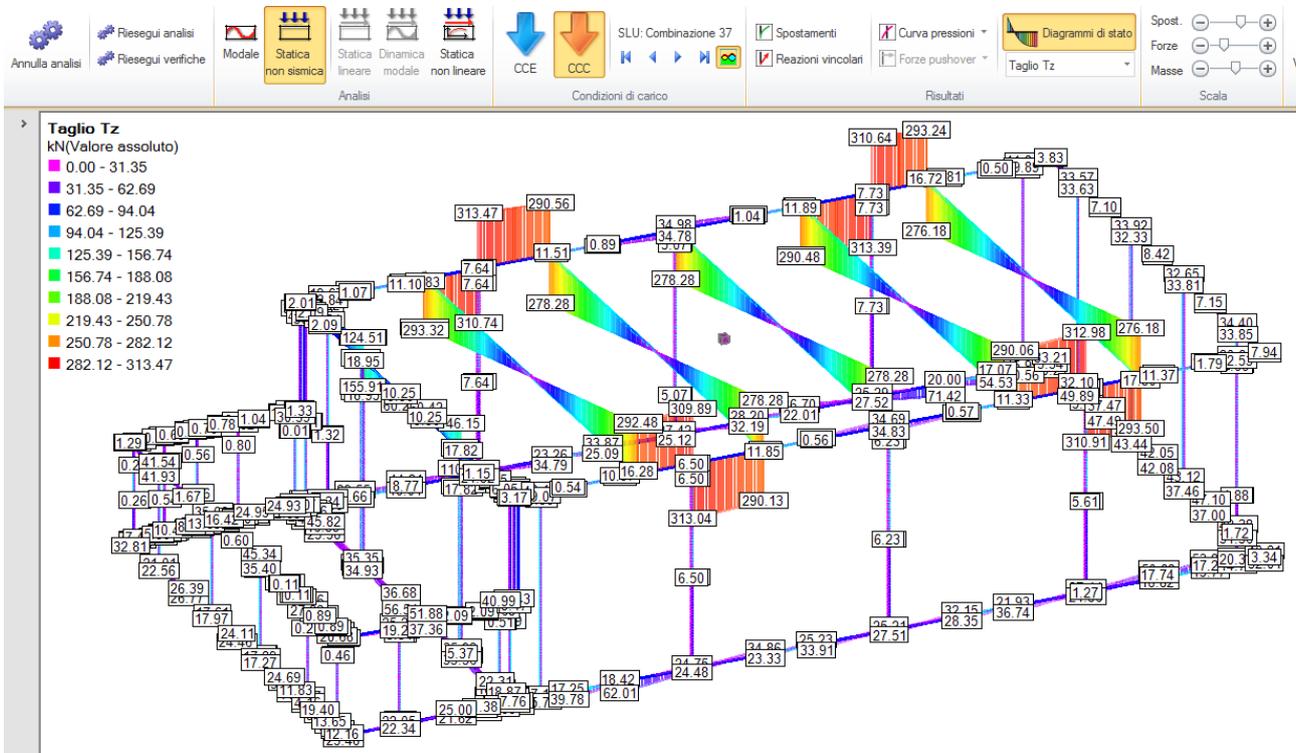
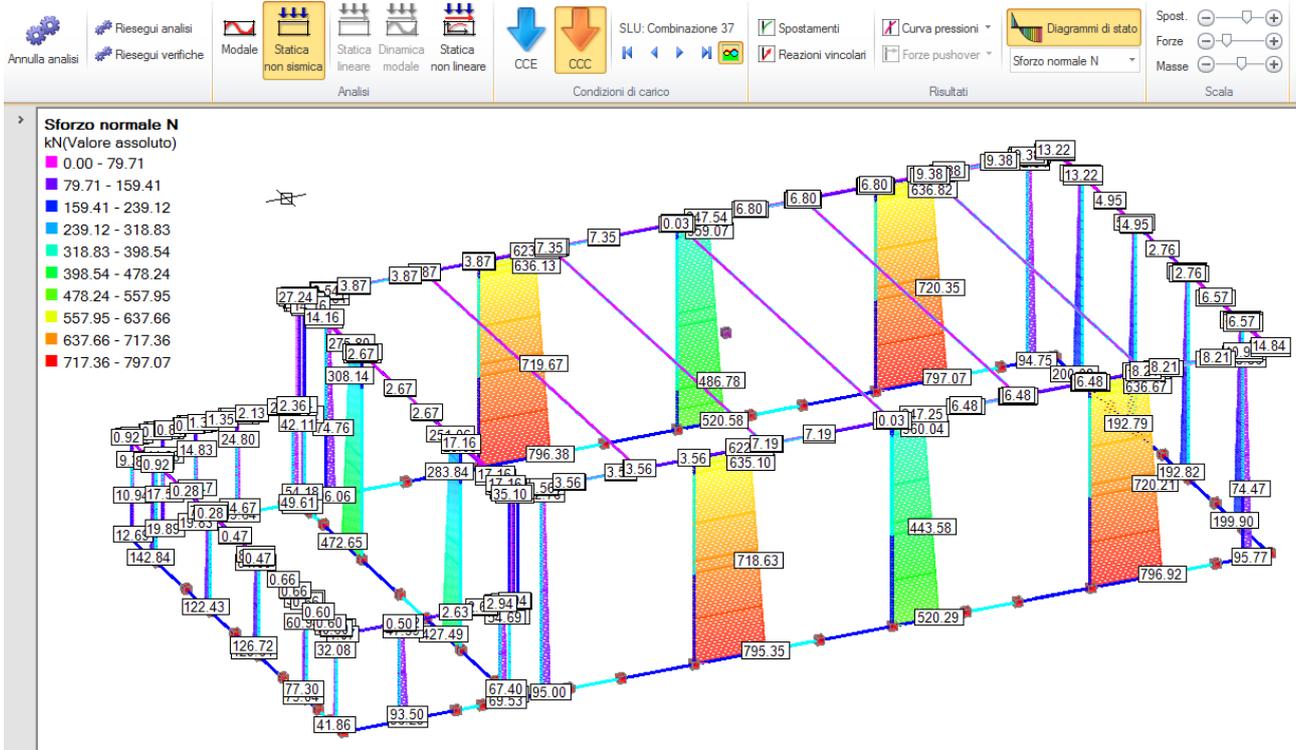
La verifica sismica delle pareti avviene con analisi statica non lineare (pushover): cioè con una forza orizzontale crescente applicata sull'architrave, cui corrispondono momenti crescenti sui montanti: momenti che hanno l'andamento a farfalla (doppio incastro) oppure a mensola (cerniera alla base).

La relazione descrive questi aspetti, ed i risultati numerici quantificano tali momenti. L'insieme è esaustivo di quanto richiesto dalla NTC 2008. Non c'è assolutamente modo di interpretare il tutto diversamente da come viene realmente processato.

Appunto, in una pushover non si possono riportare decine e decine di diagrammi dei momenti nei montanti ad ogni passo incrementale. Tali diagrammi sono sempre proporzionali a se stessi fino alla formazione delle cerniere (tranne il caso del momento di ancoraggio minore del momento resistente del montante, che produce la formazione della cerniera plastica alla base prima che in sommità; la cerniera alla base segna il passaggio dal diagramma incrementale a farfalla a quello a mensola, come spiegato nella descrizione ottenuta nella relazione.

1.8.2 INVILUPPO DELLE SOLLECITAZIONI MAGGIORMENTE SIGNIFICATIVE

1.8.2.1 DESCRIZIONE SET INVILUPPI DI VERIFICA - STATICA



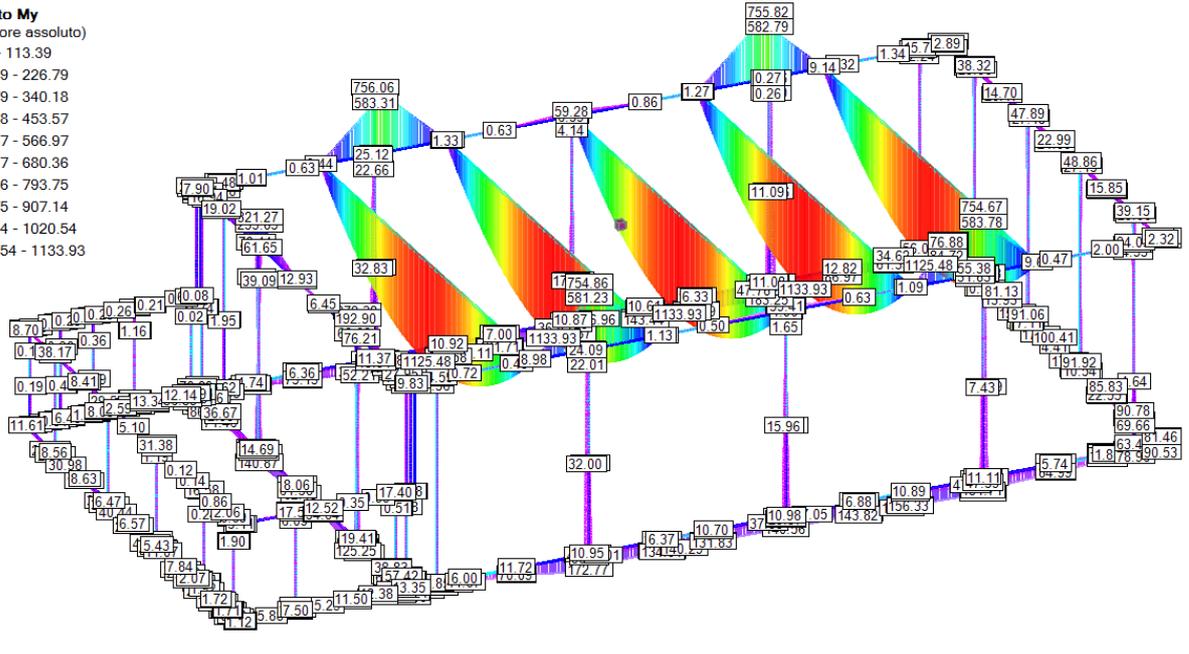
Annula analisi
Riesegui analisi
Riesegui verifiche
Modale
Statica non sismica
Statica lineare
Dinamica modale
Statica non lineare
CCE
CCC
SLU: Combinazione 37
Spostamenti
Curva pressioni
Diagrammi di stato
Spot.

Analisi
Condizioni di carico
Risultati
Momento My
Forze
Masse
Scala

Momento My

kNm (Valore assoluto)

- 0.00 - 113.39
- 113.39 - 226.79
- 226.79 - 340.18
- 340.18 - 453.57
- 453.57 - 566.97
- 566.97 - 680.36
- 680.36 - 793.75
- 793.75 - 907.14
- 907.14 - 1020.54
- 1020.54 - 1133.93



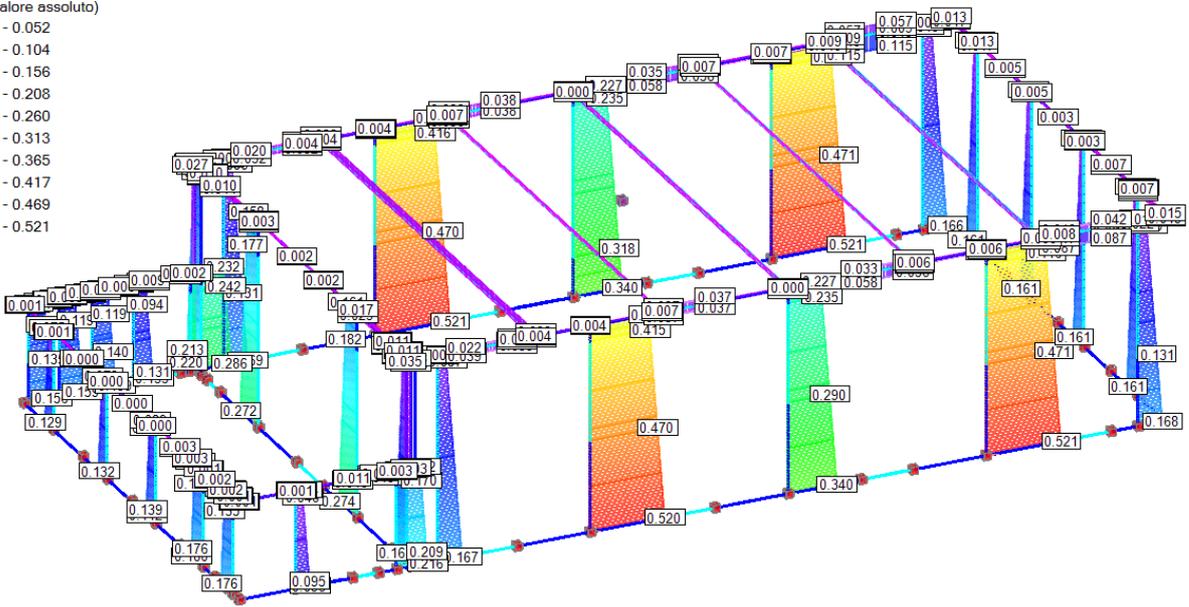
Annula analisi
Riesegui analisi
Riesegui verifiche
Modale
Statica non sismica
Statica lineare
Dinamica modale
Statica non lineare
CCE
CCC
SLU: Combinazione 37
Spostamenti
Curva pressioni
Diagrammi di stato
Spot.

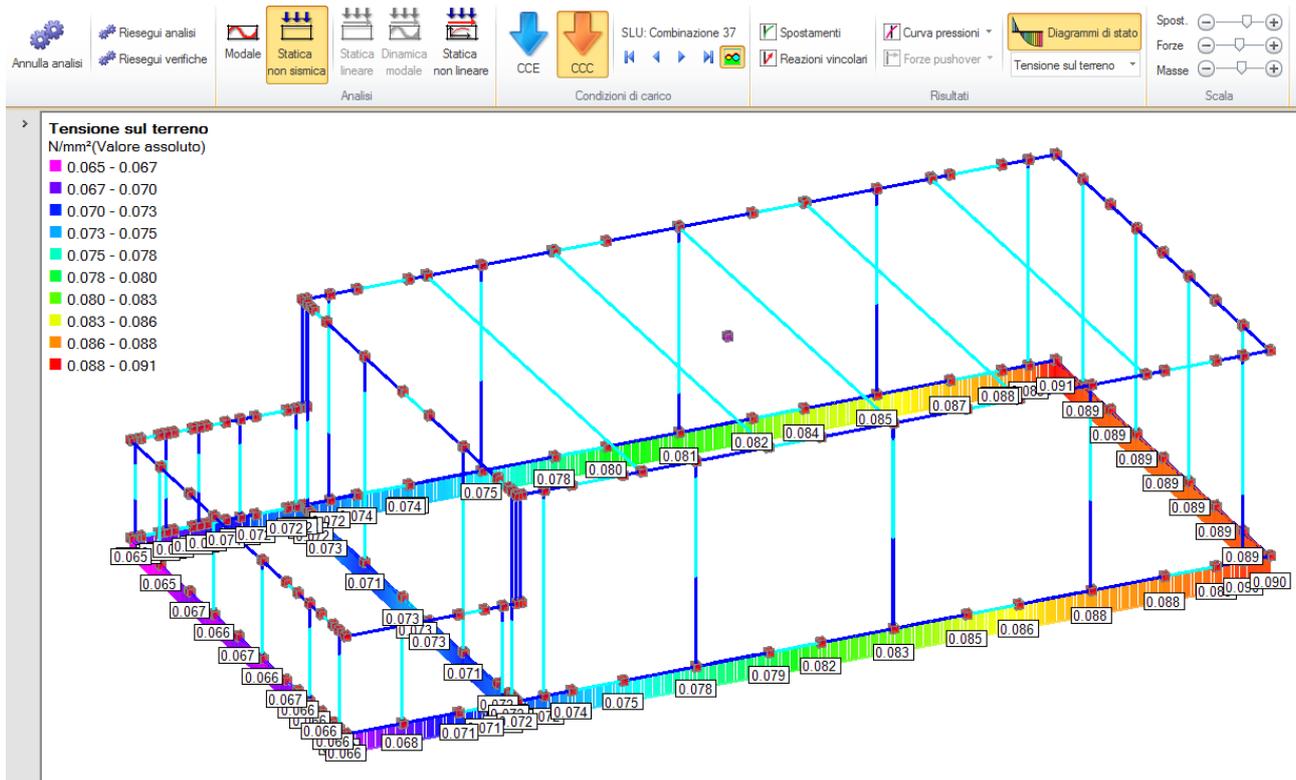
Analisi
Condizioni di carico
Risultati
Tensione σ(N)
Forze
Masse
Scala

Tensione σ(N)

N/mm² (Valore assoluto)

- 0.000 - 0.052
- 0.052 - 0.104
- 0.104 - 0.156
- 0.156 - 0.208
- 0.208 - 0.260
- 0.260 - 0.313
- 0.313 - 0.365
- 0.365 - 0.417
- 0.417 - 0.469
- 0.469 - 0.521





1.8.3 REAZIONI VINCOLARI

Non sono riportate singolarmente le reazioni vincolari. Saranno fornite come integrazione se ritenuto necessario dagli organi di controllo.

1.8.4 ALTRI RISULTATI SIGNIFICATIVI

1.8.4.1 CONDIZIONI DI REGOLARITA'

Il programma fornisce ulteriori verifiche inerenti la struttura in esame come ad esempio la valutazione della regolarità in pianta ed in altezza

CONDIZIONI DI REGOLARITA' [§7.2.2]

Dalle condizioni controllate, l'edificio risulta:

- **NON REGOLARE IN PIANTA**
- **NON REGOLARE IN ALTEZZA**

REGOLARITA' IN PIANTA:

a) La configurazione in pianta deve essere compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidità.

b) **Il rapporto tra lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta deve essere < 4.**

Considerando un rettangolo con lati paralleli agli assi XY, si ha:

- Dimensione maggiore in pianta (m) = 32.275
- Dimensione minore in pianta (m) = 16.35
- **Rapporto tra le due dimensioni = 1.97 < 4**

c) **Nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25% della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione.**

Parametri di riferimento per eseguite i controlli su eventuali rientri o sporgenze:

- Dimensione maggiore in pianta (m) = 32.28
 - corrispondente limitazione su rientri e sporgenze: < = 25% di 32.28 = 8.07
- Dimensione minore in pianta (m) = 16.35
 - corrispondente limitazione su rientri e sporgenze: < = 25% di 16.35 = 4.09

d) **Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti: no**

REGOLARITA' IN ALTEZZA:

e) Tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione

L'edificio ha 1 solo piano: le condizioni f) e h) sono ininfluenti

1.8.4.2 DIAGRAMMI PUSHOVER 3D

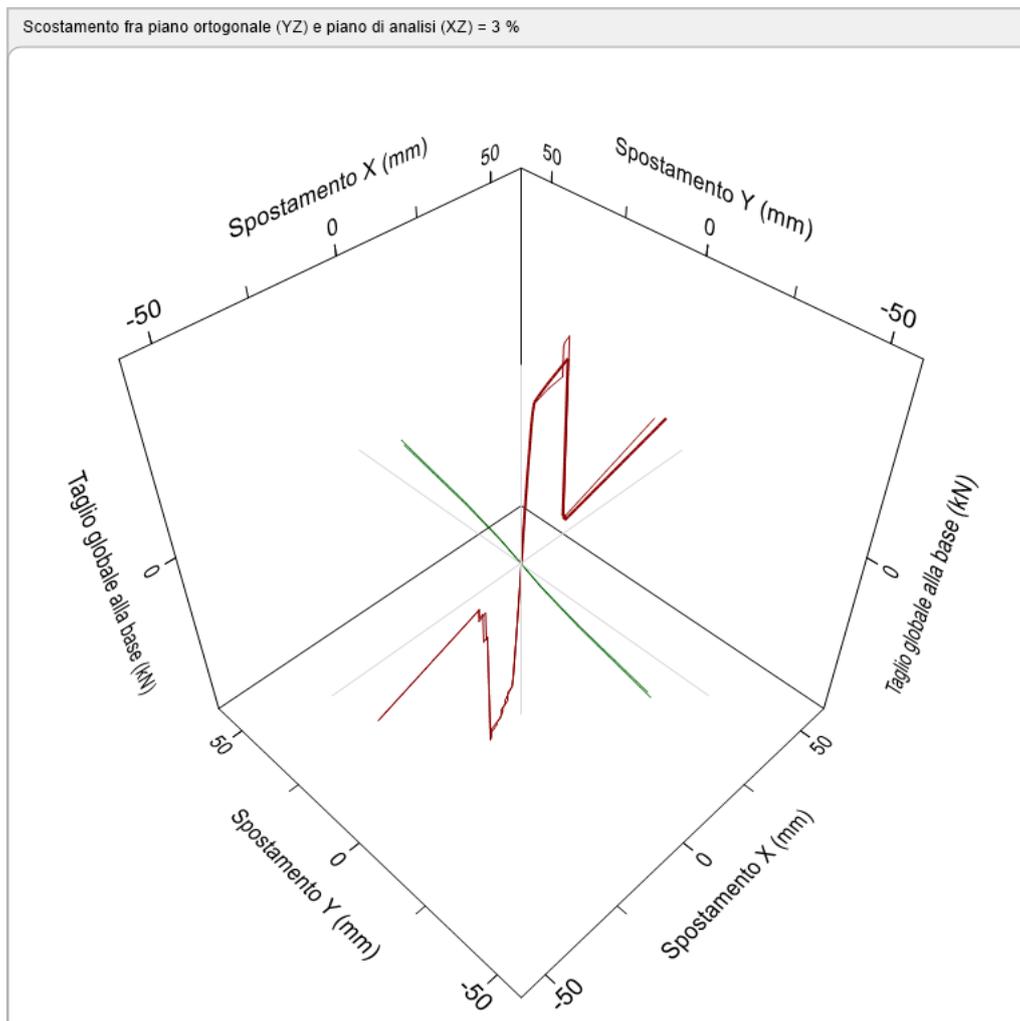
Un importante strumento innovativo è costituito dal Grafico della Curva Pushover visto nello spazio tridimensionale.

L'ambiente tridimensionale in cui sono rappresentate le curve (è possibile visualizzare contemporaneamente sia quelle in direzione X, che Y, e sia Positive, che Negative) fornisce un'idea di quanto il punto di controllo, durante la fase di carico, si sposti nel Piano Ortogonale alla direzione di Spinta.

Questa informazione è utile per convalidare l'effettiva bontà ed accuratezza dell'analisi, in quanto una struttura che presenti forti componenti di spostamento del punto di controllo nel piano ortogonale si allontana dal comportamento di un'Analisi di Spinta piana, essendo fortemente influenzata da componenti torcenti.

Si tratta di un'informazione complementare allo studio dei modi torsionali in Analisi Modale, ma mentre l'analisi modale si riferisce al campo elastico, la deflessione ortogonale della curva pushover fotografa il comportamento fuori piano durante tutta la fase ultra-elastica.

L'area grafica dello Scostamento registrato: l'etichetta sopra il grafico, relativa alla Curva selezionata come 'Corrente' in quel Momento, ci indica il valore numerico dello scostamento registrato (nel caso dell'esempio soprastante, si nota uno scostamento abbastanza basso, per la curva in direzione X; in questo specifico caso, però, non è una situazione particolarmente preoccupante, in quanto tale scostamento non è significativo, e quindi è plausibile che non si registrino delle componenti di spostamento anche significative nel piano ortogonale).



1.9 GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI

Di seguito vengono proposti dei calcoli semplificati necessari per il controllo di output sui risultati forniti dal software e dalla modellazione.

1.9.1 ACCELERAZIONE SISMICA

Ricerca del sito

Ricerca per coordinate
 Ricerca per comune
 Isole

Longitudine **Latitudine**

Parametri interpolati

TR	ag	Fo	Tc*
30	0.033	2.563	0.227
50	0.039	2.593	0.271
72	0.044	2.558	0.286
101	0.051	2.547	0.293
140	0.059	2.536	0.301
201	0.069	2.512	0.304
475	0.095	2.562	0.306
975	0.122	2.596	0.306
2475	0.165	2.570	0.326

Regione **Provincia**
Comune

OK Cancel

Le sigle individuano isole per le quali è necessaria una valutazione ad hoc
Elaborazione aprile 2004

Artificial earthquakes compatible with response spectra

File Graph Options ?

Title: Create Title

Normativa: Ricerca Sito

VR **Stato Limite**
ag **Fo** **Tc***
Suolo **Ss** **Cc**
Topo **h/H** **ST**
Comp. Horizontal Vertical

Behaviour Factor q

n° of points +5

SIMQKE

T s
f Hz **S_d** × g
ω rad/s

d_g m **v_g** m/s

Close

Spettro di progetto SLV

Data Export File Formula

1.9.2 TAGLIO SISMICO

ANALISI STATICA LINEARE, NON SISMICA (26/04/2017 - 11:01:48)

Somma delle Reazioni Vincolari (orientate secondo gli assi globali XYZ):
 RX, RY, RZ, MX, MY, MZ [forze:kN - momenti: kNm]
 (in presenza di nodi su suolo elastico, le corrispondenti reazioni vincolari RZ
 sono ottenute dallo sforzo normale agente alla base degli elementi verticali
 - maschi, pareti, pilastri - impostati su tali nodi)

Combinazione di Carico: 1: SLU: Combinazione 37 (Fondamentale/Neve/Vento +X)
 -54.47, -0.05, 9041.35, 0.00, -0.01, -0.02

Combinazione di Carico: 2: SLU: Combinazione 38 (Fondamentale/Neve/Vento +Y)
 0.03, -142.97, 9041.33, 0.00, -0.01, 0.28

Combinazione di Carico: 3: SLU: Combinazione 39 (Fondamentale/Neve/Vento -X)
 67.12, -0.04, 9041.30, 0.00, -0.01, -0.01

Combinazione di Carico: 4: SLU: Combinazione 40 (Fondamentale/Neve/Vento -Y)
 -0.01, 142.87, 9041.32, 0.00, -0.01, -0.27

Combinazione di Carico: 5: SLU: Combinazione 41 (Fondamentale/Vento +X)
 -90.78, -0.04, 8652.86, 0.00, -0.01, -0.05

Combinazione di Carico: 6: SLU: Combinazione 42 (Fondamentale/Vento +Y)
 0.04, -238.22, 8652.83, 0.00, -0.01, 0.44

Combinazione di Carico: 7: SLU: Combinazione 43 (Fondamentale/Vento -X)
 111.87, -0.01, 8652.77, 0.00, -0.01, -0.04

Combinazione di Carico: 8: SLU: Combinazione 44 (Fondamentale/Vento -Y)
 -0.02, 238.16, 8652.82, 0.00, -0.01, -0.47

Combinazione di Carico: 9: SLE: Combinazione 37 (Frequente/Neve/Vento +X)
 0.00, -0.01, 6324.82, 0.00, -0.01, 0.00

Combinazione di Carico: 10: SLE: Combinazione 38 (Frequente/Neve/Vento +Y)
 0.00, -0.01, 6324.82, 0.00, -0.01, 0.00

Combinazione di Carico: 11: SLE: Combinazione 39 (Frequente/Neve/Vento -X)
 0.00, -0.01, 6324.82, 0.00, -0.01, 0.00

Combinazione di Carico: 12: SLE: Combinazione 40 (Frequente/Neve/Vento -Y)
 0.00, -0.01, 6324.82, 0.00, -0.01, 0.00

Combinazione di Carico: 13: SLE: Combinazione 41 (Frequente/Vento +X)
 -12.10, 0.00, 6221.23, 0.00, -0.01, -0.01

Combinazione di Carico: 14: SLE: Combinazione 42 (Frequente/Vento +Y)
 0.01, -31.76, 6221.22, 0.00, -0.01, 0.06

Combinazione di Carico: 15: SLE: Combinazione 43 (Frequente/Vento -X)
 14.92, 0.00, 6221.22, 0.00, -0.01, -0.01

Combinazione di Carico: 16: SLE: Combinazione 44 (Frequente/Vento -Y)
 0.00, 31.76, 6221.22, 0.00, -0.01, -0.06

Combinazione di Carico: 17: SLE: Combinazione 45 (QuasiPermanente)
 0.00, 0.00, 6221.22, 0.00, -0.01, 0.00

Combinazione di Carico: 18: Combinazione sismica (QuasiPermanente)
 0.00, 0.00, 6221.22, 0.00, -0.01, 0.00

Combinazione di Carico: 19:
 0.00, -0.03, 6739.24, 0.00, -0.01, 0.01

ANALISI SISMICA, STATICA NON LINEARE (PUSHOVER) (26/04/2017 - 11:02:23)

Peso sismico totale W (kN) = 3789.96

Nei risultati dell'Analisi Statica Non Lineare, nel rapporto (F/W)
 per W si intende il peso sismico totale: esso è il peso
 corrispondente a tutte le masse sismicamente attive,
 ed è generalmente minore del peso complessivo della struttura
 a causa delle masse nodali vincolate esternamente (il peso complessivo
 è noto dalle reazioni verticali dei nodi vincolati esternamente).

Taglio resistente stimato (kN), valutato con i maschi murari
 orientati nella direzione di stima (X o Y).

Per convalidare i risultati di un'analisi pushover in direzione X o Y, il taglio resistente stimato alla base dell'edificio in tale direzione può essere confrontato, come ordine di grandezza, con il taglio massimo rilevato nella curva generata dall'analisi.

La stima del taglio resistente viene effettuata dopo l'analisi statica (sotto l'azione dei soli carichi verticali agenti in fase sismica), eseguita all'inizio della prima analisi pushover.

I valori del taglio resistente (a scorrimento e/o fessurazione diagonale e/o pressoflessione complanare,

a seconda delle opzioni scelte in input per i Parametri di Calcolo e per le singole aste) sono composti dai contributi di tutti i maschi sottoposti alle corrispondenti verifiche e aventi alla base un nodo di fondazione (incastrato o su suolo elastico) (maschi su fondazione del piano 1 e di eventuali piani sfalsati superiori).

N.	p.no	Scorr.X	Scorr.Y	Fess.diag.X	Fess.diag.Y	Pressofl.X	Pressofl.Y	Vt X	Vt Y
1	1	184.39		185.54		17.43		17.43	
4	1	582.46		578.83		625.38		578.83	
6	1	529.91		531.78		406.70		406.70	
11	1	582.64		578.99		626.11		578.99	
14	1	179.70		180.79		20.47		20.47	
25	1	184.55		185.69		17.56		17.56	
28	1	582.68		579.03		626.28		579.03	
30	1	539.75		540.91		293.73		293.73	
35	1	582.69		579.03		626.31		579.03	
38	1	179.64		180.72		20.28		20.28	
49	1		83.56		84.05		10.09		10.09
53	1		591.55		594.31		271.62		271.62
57	1		530.88		533.32		225.83		225.83
60	1		62.32		62.71		4.61		4.61
67	1	105.40		106.04		20.51		20.51	
70	1	301.45		302.98		74.08		74.08	
76	1	25.12		25.26		1.42		1.42	
80	1	39.02		39.25		3.55		3.55	
85	1	39.02		39.25		3.55		3.55	
90	1	82.25		82.72		8.78		8.78	
94	1	59.67		59.91		7.58		7.58	
103	1		402.19		404.69		79.26		79.26
106	1		387.69		390.10		73.70		73.70
109	1		387.69		390.10		73.70		73.70
112	1		402.19		404.69		79.26		79.26
115	1		75.47		75.93		8.08		8.08
118	1		139.40		140.25		30.02		30.02
122	1		283.92		285.57		84.52		84.52
129	1		288.63		290.28		73.57		73.57
132	1		345.25		347.23		104.08		104.08

Taglio stimato (kN) (somma dei Vt): in direz. X = 3211.55, in direz. Y = 1118.36

1.10 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

1.10.1 VERIFICA NON SISMICA – STATICA

VERIFICHE STATICHE DEGLI ELEMENTI IN MURATURA: VERIFICA A PRESSOFLESSIONE NEL PIANO

(D.M.14.1.2008 (NTC08), §4.5.6, §7.8.2.2.1, §7.8.2.2.4)

Secondo §4.5.6.2, in analisi statica la pressoflessione nel piano del muro e la flessione di travi di accoppiamento sono stati limite ultimi da verificare: in PCM vengono trattati nell'ambito della pressoflessione complanare.

Le verifiche vanno condotte con riferimento a normative di comprovata validità, con l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e trascurando la resistenza a trazione per flessione della muratura (§4.5.6).

Nel rispetto delle prescrizioni normative, PCM svolge le verifiche suddette in analogia alle corrispondenti verifiche descritte in dettaglio nel medesimo testo normativo per l'analisi sismica degli edifici in muratura. E' così possibile condurre verifiche: per le pareti murarie: a pressoflessione complanare (in analogia con §7.8.2.2.1); per le travi in muratura (=travi di accoppiamento, o fasce di piano: strisce, sottofinestra murari): pressoflessione (in analogia con §7.8.2.2.4).

Le verifiche statiche, originariamente nate per edifici di nuova costruzione, possono essere svolte anche per gli edifici esistenti, provvedendo a sostituire le resistenze caratteristiche $f_{k, f_{vk}}$ con i valori medi divisi per il fattore di confidenza: f_m/F_C , e: $f_{vmo} + 0.4 \sigma_n$ (§C8.7.1.5) ($f_{vmo} = \tau_0$, cfr. Tab. C8A.2.1).

Per gli edifici esistenti, in §8.2 si prescrive che le disposizioni di carattere generale contenute negli altri capitoli del D.M. 14.1.2008 costituiscono il riferimento anche per le costruzioni esistenti: in particolare, quindi, le formulazioni dell'analisi statica relative agli edifici in muratura di nuova costruzione costituiscono il riferimento anche per gli edifici esistenti. Peraltro, nel testo normativo (D.M. 14.1.2008 e Circolare) non si evidenzia chiaramente la possibilità di non effettuare le verifiche statiche in caso di valutazione di sicurezza di edifici esistenti. Si deve però considerare che le verifiche statiche dipendenti dall'azione orizzontale del vento e caratterizzate da formulazioni molto precise (legate alle eccentricità strutturali, §4.5.6.2), tipiche della muratura nuova la cui regolarità geometrica è un dato intrinseco, potrebbero essere fuori luogo e inappropriate per le murature esistenti. Per gli edifici esistenti, oltretutto, il soddisfacimento della verifica sismica di strutture spesso massicce e molto pesanti dovrebbe garantire implicitamente la resistenza all'azione del vento: in altre parole, potrebbe essere ragionevole evitare l'esecuzione delle verifiche statiche.

Seguendo quindi l'impostazione proposta in §7.8.2.2.1, la verifica si articola nei seguenti punti.

Per i **maschi murari**, la verifica a pressoflessione di una sezione di un elemento strutturale si effettua confrontando il momento agente di calcolo con il momento ultimo resistente calcolato assumendo la muratura non reagente a trazione ed una opportuna distribuzione non lineare delle compressioni.

Nel caso di una sezione rettangolare tale momento ultimo può essere calcolato come:

$$M_u = (l^2 t \sigma_c / 2) (1 - \sigma_0 / 0.85 f_d), \text{ dove:}$$

M_u = momento corrispondente al collasso per pressoflessione;

l = larghezza complessiva della parete (inclusiva della zona tesa);

t = spessore della zona compressa della parete;

σ_0 = tensione normale media, riferita all'area totale della sezione (= P / lt , con P forza assiale agente positiva se di compressione).

Se P è di trazione, $M_u = 0$.

In alternativa, PCM prevede la possibilità di adottare per la muratura la legge di comportamento parabolico-rettangolare: il momento ultimo viene quindi calcolato attraverso l'elaborazione del dominio di resistenza N-M. Attraverso questa opzione è possibile definire con esattezza la zona reagente, ai fini della verifica a Taglio per Scorrimento, assicurando coerenza fra Taglio e PressoFlessione (N,M e T agiscono contemporaneamente sulla sezione trasversale). Per gli elementi in muratura armata (sia in edifici nuovi, sia in murature esistenti rinforzate con armature), per fasce con elementi resistenti a trazione, e per elementi consolidati con sistemi FRP / CAM / Reticolatus viene sempre utilizzato il diagramma parabola-rettangolo. Oltre ai risultati riportati in tabella, specifiche rappresentazioni grafiche di PCM evidenziano il dominio di resistenza ed i punti rappresentativi degli stati di sollecitazione sottoposti a verifica di sicurezza.

$f_d = f_k / \gamma_M$ è la resistenza a compressione di calcolo della muratura nuova. Per la muratura esistente, il parametro descrittivo del materiale è la resistenza a compressione media f_m , definita in base alla tipologia della muratura e ad opportuni fattori correttivi riguardanti le caratteristiche dell'organizzazione strutturale e degli eventuali interventi (§C8A.2, Tab.C8A.2.1). f_m sostituisce f_k nella formulazione di f_d ; inoltre, γ_M deve essere moltiplicato per il Fattore di Confidenza F_C (§8.5.4, §C.8.7.1.5, Tab.C8A.1), specificato in input nei Parametri di Calcolo; normalmente: $F_C = 1.35, 1.20, 1.00$ in corrispondenza dei livelli di conoscenza LC1,LC2,LC3 (si osservi che dal livello di conoscenza dipende anche il valore adottato per f_m).

Per le verifiche statiche viene utilizzato il coefficiente parziale di sicurezza γ_M definito in §4.5.6.1 (che assume valori compresi fra 2.0 e 3.0), il cui valore è specificato nei Parametri di Calcolo.

Si ha pertanto il seguente schema di valutazione della resistenza di calcolo (o: di progetto) f_d (analisi lineare):

Muratura nuova: da §7.8.2.2.1: $f_d = f_k / \gamma_M$.

Muratura esistente: è nota f_m (dipendente, fra l'altro, dal livello di conoscenza). Da §C.8.7.1.5: $f_d = f_m / \gamma_M / F_C$.

Per le **fasce murarie** (elementi striscia, sottofinestra), qualificati in NTC08 come 'Travi in muratura' (§7.8.2.2.4), la verifica a pressoflessione si esegue in modo analogo ai pannelli verticali. Le fasce in muratura ordinaria possono essere dotate di resistenza a trazione in intradosso (per le strisce: architrave sopra l'apertura sottostante la striscia) e/o estradosso (per le fasce: cordolo di piano). Tale resistenza a trazione viene definita nei dati attraverso l'armatura ed il corrispondente copriferro. Una fascia dotata di elemento resistente a trazione viene sempre sottoposta a verifica a pressoflessione tramite la costruzione del dominio di resistenza N-M ed il confronto fra momento sollecitante e momento resistente (ultimo).

Per le fasce murarie viene eseguito il controllo che l'armatura tesa (alternatamente, quella in intradosso e quella in estradosso) non abbia una resistenza superiore a $0.4 f_{hd} * ht$ (§7.8.2.2.4), essendo: t = spessore, h = altezza, f_{hd} = resistenza di calcolo a compressione della muratura in direzione orizzontale (nel piano della parete): in analisi lineare, $f_{hd} = f_{pk} / \gamma_M$.

NTC08 (§7.8.2.2.4) riconduce la verifica a pressoflessione delle fasce ad un confronto sul taglio massimo resistente; in PCM, seguendo un'impostazione equivalente più generale, la verifica a pressoflessione viene ricondotta direttamente al confronto fra momento di calcolo e momento ultimo. Nella verifica a pressoflessione della fascia assume particolare importanza il segno del momento flettente di calcolo: per $M > 0$, le fibre tese sono inferiori e la resistenza a trazione chiamata in causa corrisponde all'elemento teso in intradosso (p.es. architrave sopra porta o finestra, nel caso di striscia); per $M < 0$, le fibre tese sono superiori e la resistenza a trazione chiamata in causa corrisponde all'elemento teso in estradosso (p.es. cordolo di piano, nel caso di striscia). La verifica a pressoflessione nella fascia di piano (composta, nel caso più generale, da striscia e sottofinestra) viene talvolta limitata all'elemento striscia; la resistenza a trazione indicata può essere convenzionale, come nel caso di fasce di piano senza elementi specifici resistenti a trazione, quali cordoli o architravi: un caso del genere si presenta negli edifici esistenti, p.es. in fasce impostate su piattabande o archi murari (che definiscono le aperture sottostanti): in casi di tale tipo talvolta la verifica a pressoflessione viene omessa, limitando il controllo alla verifica a taglio (sempre eseguibile anche in travi di sola muratura) ed eventualmente integrando l'analisi globale con verifiche locali di stabilità specifiche per gli archi murari che definiscono l'apertura (utilizzando appropriati modelli di calcolo quali la teoria di Heyman).

Per quanto riguarda infine i valori di f_{hk} , f_{hm} di murature esistenti, se non noti possono essere assunti pari alla metà dei corrispondenti valori f_k , f_m . Nelle verifiche a pressoflessione eseguite da PCM verranno ovviamente assunti i valori specificati nei Dati Materiali corrispondenti agli elementi murari analizzati.

Le verifiche statiche a pressoflessione nel piano, come le altre verifiche di resistenza statiche, sono condotte allo **stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV)**; non è infatti necessario eseguire verifiche statiche a stati limite di esercizio (§4.5.6.3). Le sollecitazioni di progetto derivano direttamente dall'analisi. Per i nuovi edifici è possibile che sia richiesta la **verifica di robustezza del progetto** (§3.1.1): in tal caso, le sollecitazioni di progetto vengono determinate incrementando i valori del del taglio risultanti dall'analisi di una quota pari all'1% dello sforzo normale, evitando le combinazioni di carico dove si considera l'azione del vento; i corrispondenti momenti di progetto vengono ottenuti, a favore di sicurezza, incrementando i valori risultanti dall'analisi con l'incremento del taglio moltiplicato per l'altezza (=luce deformabile nel piano complanare) dell'elemento per le verifiche alla base, e per metà altezza per le verifiche in sommità.

Simbologia utilizzata nel software PCM per i risultati dell'Analisi Statica Lineare Non Sismica, riferiti alle Combinazioni di Condizioni di Carico fondamentali (secondo §2.5.3), per elementi in muratura:

N. = numero progressivo dell'elemento murario

n/e = parete in muratura nuova (n) o esistente (e)

Sez. = indica la sezione di verifica (per i maschi: B=base, S=sommità; per le fasce: I=sezione iniziale, J=sezione finale; le sezioni sono in ogni caso riferite alla luce deformabile nel piano complanare)

P = forza assiale positiva se di compressione

p = σ_o = tensione normale media riferita all'intera sezione

f,k/f,m = per i **maschi**: resistenza a compressione: f_k (caratteristica) per muratura nuova, o: f_m (media) per muratura esistente. Per le **fasce**, il parametro corrisponde a: f_{hk} (f_{hm})

γ_m *FC = prodotto del coefficiente parziale di sicurezza dei materiali γ_m per il fattore di confidenza (γ_m assume un valore compreso fra 2.0 e 3.0; $F_C=1.00$ per muratura nuova; dipendente dal livello di conoscenza LC1,LC2 o LC3 per muratura esistente)

fd = valore di calcolo (o: di progetto) della resistenza a compressione. Per le fasce, corrisponde a f_{hd} .

Nu = sforzo normale ultimo per compressione semplice: $N_u = 0.85 f_d * I * t$. Per le fasce: l=h: l'altezza della sezione trasversale dell'elemento murario è infatti indicata in Normativa con: l per il maschio murario, e con: h per la fascia (per le fasce, l indica la luce dell'elemento)

Mu = momento di collasso per pressoflessione

M = momento di calcolo. Il momento può essere posto convenzionalmente pari a 0 nel caso di parete tozza, qualora sia attiva la limitazione della verifica a pressoflessione alle sole pareti snelle. In tal caso, la verifica si riconduce alla sola compressione.

Nel caso delle fasce, il momento è riportato con il segno, che nei risultati di PCM corrisponde alla convenzione ingegneristica: $M>0$ se tende le fibre inferiori, $M<0$ se tende le superiori

C.Sic. = coefficiente di sicurezza dato dal rapporto M_u / M . La verifica è soddisfatta quando il coefficiente di sicurezza è ≥ 1

Per alcuni parametri utilizzati nelle verifiche [p.es.: Parametri di Calcolo: possibilità di limitare la verifica a pressoflessione alle pareti snelle], PCM consente specifiche diverse rispetto ai valori generalmente indicati nei testi normativi, al fine di descrivere adeguatamente materiali e/o modelli le cui particolarità richiedano l'utilizzo di parametri specifici. I risultati delle verifiche a pressoflessione complanare si riferiscono quindi ai valori correntemente utilizzati per il modello (consultare i dati per le corrispondenti specifiche).

VERIFICHE STATICHE DEGLI ELEMENTI IN CALCESTRUZZO ARMATO: VERIFICA A PRESSOFLESSIONE

(D.M.14.1.2008 (NTC08), §4.1.2.1)

In strutture miste, gli elementi in c.a. (pareti e/o travi) possono essere soggetti a verifica di resistenza, in particolare nel caso in cui siano considerati collaboranti con gli elementi murari sotto azioni orizzontali. La legge di comportamento del calcestruzzo è di tipo parabolico-retangolare (§4.1.2.1.2.2, Fig. 4.1.1(a)), mentre per l'acciaio si adotta la legge elastica-perfettamente plastica (§4.1.2.1.2.3, Fig. 4.1.2(b)). La deformazione ultima dell'acciaio, teoricamente indefinita, viene fissata dal valore scelto in input: la deformazione ϵ_{uk} dell'acciaio di classe C vale 0.075 (75 per mille); seguendo quanto indicato in EC2 (§3.2.7(2)), la massima deformazione di progetto dell'acciaio può essere assunta pari a: $\epsilon_{ud} = 0.9 \epsilon_{uk} = 0.0675$ (67.5 per mille) (le verifiche a stato limite ultimo del c.a. vengono spesso eseguite adottando come deformazione ultima 10 per mille; i momenti resistenti, tuttavia, non si modificano significativamente in dipendenza dalla deformazione ultima scelta). I valori di resistenza, i coefficienti parziali di sicurezza e i fattori di confidenza per edifici esistenti, sia per l'acciaio sia per il calcestruzzo, sono specificati nei dati sui materiali e nei parametri di calcolo.

Per gli elementi verticali (**pareti e pilastri**) viene eseguita la verifica a pressoflessione deviata, tenendo conto delle sollecitazioni flessionali in entrambi i piani locali xy e xz. Le verifiche vengono eseguite nelle sezioni di estremità della luce deformabile.

La sezione è armata secondo i dati specificati in input. Nel caso di strutture esistenti, saranno stati inseriti i valori di armatura stimati o rilevati; nel caso di strutture nuove, le armature progettate. Per i nuovi elementi in c.a. il rispetto delle armature minime di regolamento e delle eventuali condizioni sulle gerarchie delle resistenze, secondo le indicazioni normative, deve essere assicurato a priori. PCM esegue le verifiche di sicurezza utilizzando le armature in input e le sollecitazioni derivanti dal calcolo, indipendentemente dai controlli sulla conformità alla Normativa delle armature adottate.

La verifica a pressoflessione deviata viene svolta costruendo separatamente i domini di resistenza nei due piani di flessione tra loro ortogonali xy (cui corrisponde il momento M_x) e xz (cui corrisponde M_y), e calcolando in ognuno dei due casi il momento resistente M_{Rd} in base allo sforzo normale N. Nel caso in cui la sezione giunga a rottura per dilatazione dell'acciaio, il momento resistente viene identificato con il momento di snervamento (generalmente di poco inferiore al momento ultimo), momento a cui corrisponde la prima plasticizzazione dell'armatura; negli altri campi di comportamento (rottura per compressione del calcestruzzo) il momento resistente coincide con il momento ultimo.

Per edifici esistenti, per la costruzione del dominio di resistenza nei campi a rottura fragile (crisi per compressione del calcestruzzo), diversamente dai campi a rottura duttile, le resistenze di calcolo (ottenute dai valori medi divisi per il fattore di confidenza) vengono ridotte applicando i coefficienti parziali di sicurezza γ_c e γ_s , conformemente a quanto indicato in Normativa (§C8.7.2.4, §C8.7.2.5). Nel caso degli edifici nuovi, le resistenze di progetto sono calcolate con riferimento alle formulazioni di Normativa (§4.1.2.1.1.1, §4.1.2.1.1.3) applicando sempre i coefficienti parziali di sicurezza γ_c e γ_s .

Calcolati M_{Ryd} e M_{Rzd} , la verifica di sicurezza della sezione viene condotta con la formulazione (4.1.10) (§4.1.2.1.2.4):

$$(M_y / M_{Ryd})^\alpha + (M_x / M_{Rxd})^\alpha \leq 1$$

adottando il criterio di resistenza di Bresler. Secondo tale criterio: $\alpha = \log(0.5) / \log \beta$, dove β risulta funzione dello sforzo normale, della percentuale di armatura della sezione e delle caratteristiche meccaniche dei materiali. Definita la percentuale meccanica delle armature della sezione ω e lo sforzo assiale normalizzato v come:

$$\omega = A_{s,tot} * f_{yd} / (b h f_{cd}), \quad v = P / (0.85 b h f_{cd})$$

il valore di β viene calcolato mediante la seguente relazione:

$$\beta(v, \omega) = \max \{ 0.5 + 0.5/(1+\omega) * |v-0.4|; 0.5 + 0.05*(1.4-\omega) \}$$

da cui si ricava infine α . Seguendo le indicazioni di Bresler (secondo cui α deve essere compreso fra 1.15 e 1.55) e di altri Autori (Gherzi, che propone un valore invariante: $\alpha=1.5$, sia per sforzi normali di compressione che di trazione), PCM controlla in ogni caso che α sia ≥ 1 (valore cautelativo indicato anche in §4.1.2.1.2.4) e non superiore a 1.5.

La quantità $[(M_y / M_{Ryd})^\alpha + (M_x / M_{Ryd})^\alpha]$ assume valori ≤ 1 quando la verifica è soddisfatta: il reciproco può essere rivisto come coefficiente di sicurezza nella forma tradizionale (verifica soddisfatta quando il coefficiente è ≥ 1), e tale è il valore riportato da PCM nella tabella dei risultati.

Per gli elementi orizzontali (**travi in elevazione e di fondazione**) viene eseguita la verifica a pressoflessione semplice ($M=M_y$) nel piano locale xz, costruendo il dominio di resistenza N-M in base ai dati specificati in input. Le verifiche vengono eseguite nelle sezioni di estremità della luce deformabile (per eseguire verifiche di resistenza in mezzera o in altre sezioni intermedie poste lungo la luce della trave, è necessario che in fase di modellazione l'elemento sia stato suddiviso in più tratti inserendo nodi aggiuntivi in corrispondenza delle sezioni intermedie considerate; in tal modo tutte le verifiche sono comunque ricondotte alle estremità di ogni singolo tratto di trave). Il coefficiente di sicurezza è direttamente esprimibile dalla relazione: (M_{Rd} / M).

Per quanto riguarda le travi di fondazione, è necessario che esse permangano in fase elastica (§7.2.5). Per ogni sollecitazione di progetto, PCM identifica il corrispondente punto nel dominio di resistenza (generalmente, per le travi di fondazione lo sforzo normale è nullo e la verifica viene quindi svolta a flessione semplice; il punto di sollecitazione si trova in tal caso lungo l'asse $N=0$ nel dominio N-M); per tale sollecitazione vengono calcolate le massime deformazioni del calcestruzzo (ϵ_c) e dell'acciaio (ϵ_s). Affinché la trave resti in campo elastico, deve quindi essere: $\epsilon_c \leq \epsilon_{c2}$, $\epsilon_s \leq \epsilon_{sy}$ (in tal modo, il materiale non entra nel tratto orizzontale corrispondente al campo perfettamente plastico). E' quindi possibile definire i due corrispondenti coefficienti di sicurezza: ($\epsilon_{c2} / \epsilon_c$) e ($\epsilon_{sy} / \epsilon_s$); il minimo fra i due è assunto come coefficiente di sicurezza della trave di fondazione. In corrispondenza di SLV, la verifica di sicurezza delle travi di fondazione soddisfa la richiesta di verifica a SLU di tipo strutturale (STR) (§6.4.2.1).

Simbologia utilizzata nel software PCM per i risultati dell'Analisi Statica Lineare Non Sismica, riferiti alle Combinazioni di Condizioni di Carico fondamentali (secondo §2.5.3), per elementi in cemento armato:

N. = numero progressivo dell'elemento

Tip. = tipologia: parete (C), pilastro (R), trave in elevazione (T), trave di fondazione (Z)

fcd = resistenza a compressione di progetto. I valori sono i seguenti:

Edifici nuovi: Calcestruzzo: $f_{cd} = 0.85 * f_{ck} / \gamma_c$, Acciaio: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$;

Edifici esistenti: Calcestruzzo: $f_{cd} = f_{cm} / F_c$, Acciaio: $f_{yd} = f_{ym} / F_c (/ \gamma_s)$ (ai fini del calcolo del momento ultimo nei campi fragili, le resistenze sono ridotte dividendo anche per γ_c e γ_s)

P = forza assiale positiva se di compressione

Nu = sforzo normale ultimo per compressione semplice: $N_u = f_{cd} * I * t$

Nlim, pfl = sforzo normale limite per sollecitazioni di presso-flessione: per verifiche statiche, $N_{lim} = N_u$

My = momento di calcolo per flessione nel piano locale xz (intorno all'asse y). Per elementi orizzontali, è possibile che l'armatura non sia simmetrica, ed il momento di calcolo è riportato col segno, positivo o negativo secondo le convenzioni di PCM. Nella sezione iniziale (i o i') il segno è concorde con la consueta convenzione ingegneristica (+ = tende le fibre inferiori); nella sezione finale il segno è discorde (+ = tende le fibre superiori). Al momento ultimo corrispondente viene attribuito stesso segno del momento di calcolo

Muy = momento resistente per pressoflessione semplice nel piano locale xz (intorno all'asse y)

Mz = momento di calcolo per flessione nel piano locale xy (intorno all'asse z); per il segno del momento valgono considerazioni analoghe a My

Muz = momento resistente per pressoflessione semplice nel piano locale xz (intorno all'asse y)

εc, εc2 = per travi di fondazione: deformazione massima (contrazione) del calcestruzzo e deformazione corrispondente all'inizio del tratto plastico nel diagramma parabolico-rettangolare (Fig. 4.1.1(a))

εs, εsy = per travi di fondazione: deformazione massima (dilatazione) dell'acciaio e deformazione di snervamento, corrispondente all'inizio del tratto plastico nel diagramma elastico-perfettamente plastico (Fig. 4.1.2(b))

C.Sic. = coefficiente di sicurezza. Per elementi verticali è pari al reciproco della formula (4.1.10) di combinazione dei momenti nei due piani di flessione; per travi in elevazione è dato dal rapporto M_u / M ; per travi di fondazione, dal valore minimo fra i due rapporti di deformazione ($\epsilon_{c2} / \epsilon_c$) e ($\epsilon_{sy} / \epsilon_s$). Nel caso di elementi verticali soggetti a compressione semplice, il coefficiente di sicurezza è dato dal rapporto (N_u / P)

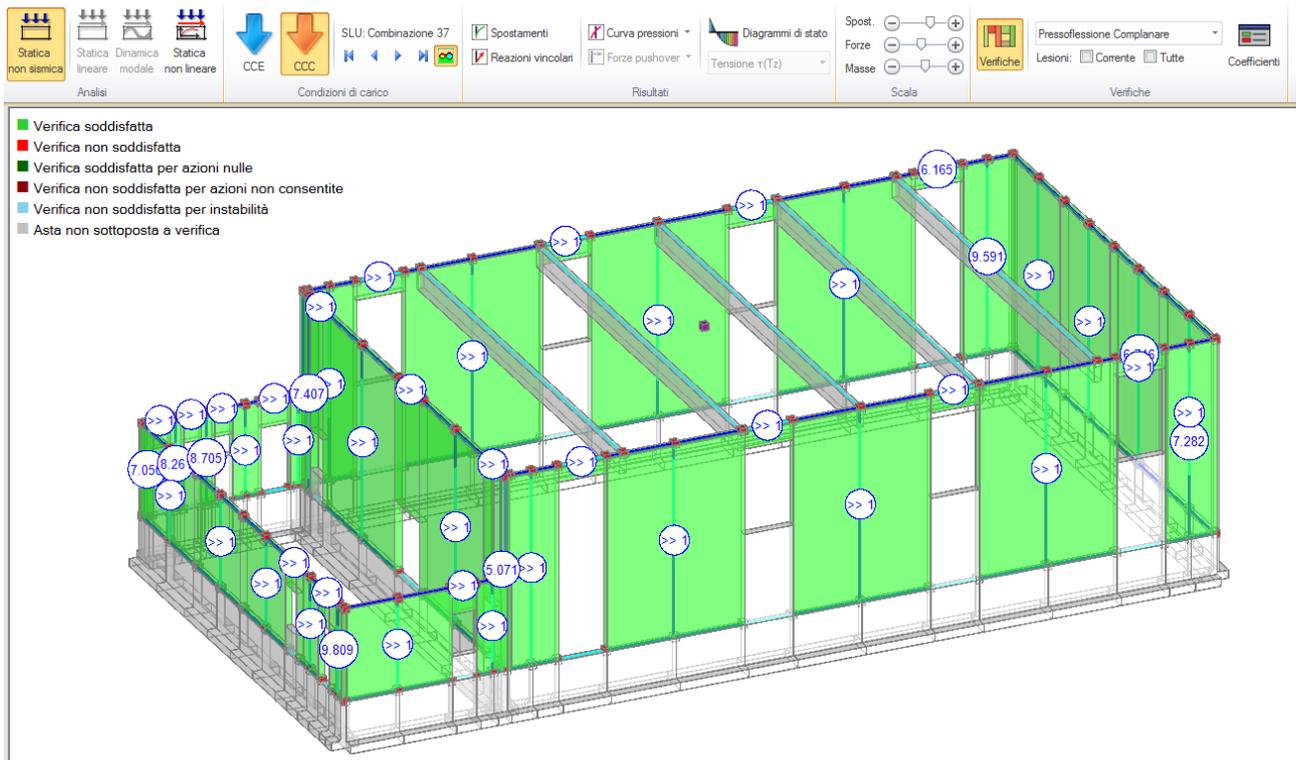
3. VERIFICA A PRESSOFLESSIONE NEL PIANO (§4.5.6, §7.8.2.2.1, §7.8.2.2.4) [SLV] - C.Sic: 5.071 (CCC ID 44)
(Analisi Statica Lineare NON Sismica: Inviluppo CCC)

N.	n/e Sez.	P	p	f _k / f _m	γ _c , γ _s	f _d	Nu	Mu	M	C.Sic.	ID
		(kN)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	* FC	(N/mm ²)	(kN)	(kN m)	(kN m)		CCC
1	e B	88.18	0.155	5.200	3.65	1.427	691.19	73.08	1.94	>> 1	43
4	e B	718.52	0.470	5.200	3.65	1.427	1855.31	1122.65	-32.00	>> 1	37
6	e B	421.82	0.276	5.200	3.65	1.427	1855.31	831.09	20.12	>> 1	43
11	e B	678.47	0.443	5.200	3.65	1.427	1855.31	1097.42	36.07	>> 1	43
14	e B	63.32	0.111	5.200	3.65	1.427	690.83	54.61	7.50	7.282	43
18	e I	-1.34	-0.008	2.600	3.65	0.713	99.99	9.18	-0.72	>> 1	43
18	e J	-1.34	-0.008	2.600	3.65	0.713	99.99	17.74	0.68	>> 1	43
20	e I	5.16	0.026	2.600	3.65	0.713	118.17	14.48	-0.59	>> 1	43
20	e J	5.16	0.026	2.600	3.65	0.713	118.17	25.12	0.63	>> 1	43
22	e I	11.39	0.058	2.600	3.65	0.713	118.17	13.96	-0.63	>> 1	43
22	e J	11.39	0.058	2.600	3.65	0.713	118.17	23.78	0.78	>> 1	43
24	e I	16.98	0.087	2.600	3.65	0.713	118.17	22.58	1.22	>> 1	43
24	e J	16.98	0.087	2.600	3.65	0.713	118.17	13.49	-2.00	6.746	43
25	e B	84.41	0.148	5.200	3.65	1.427	691.19	70.40	7.34	9.591	43
28	e B	678.97	0.444	5.200	3.65	1.427	1855.31	1097.76	41.96	>> 1	43
30	e B	465.08	0.304	5.200	3.65	1.427	1855.31	888.66	22.95	>> 1	43
35	e B	719.59	0.470	5.200	3.65	1.427	1855.31	1123.26	-32.83	>> 1	37
38	e B	68.26	0.120	5.200	3.65	1.427	691.19	58.44	4.77	>> 1	43
42	e I	19.04	0.115	2.600	3.65	0.713	99.99	8.26	-1.34	6.165	43
42	e J	19.04	0.115	2.600	3.65	0.713	99.99	15.01	0.84	>> 1	43
44	e I	11.31	0.058	2.600	3.65	0.713	118.17	23.80	1.01	>> 1	43
44	e J	11.31	0.058	2.600	3.65	0.713	118.17	13.97	-0.86	>> 1	43
46	e I	6.24	0.032	2.600	3.65	0.713	118.17	24.88	0.83	>> 1	43
46	e J	6.24	0.032	2.600	3.65	0.713	118.17	14.39	-0.77	>> 1	43

48	e	I	-1.40	-0.007	2.600	3.65	0.713	118.17	25.17	0.93	>> 1	43
48	e	J	-1.40	-0.007	2.600	3.65	0.713	118.17	15.03	-1.01	>> 1	43
49	e	B	50.82	0.200	5.200	3.65	1.427	308.49	18.00	-2.43	7.407	42
53	e	B	425.67	0.245	5.200	3.65	1.427	2110.69	985.83	75.74	>> 1	44
57	e	B	384.90	0.247	5.200	3.65	1.427	1891.69	797.12	-64.91	>> 1	42
60	e	B	29.82	0.153	5.200	3.65	1.427	236.46	8.47	1.67	5.071	44
64	e	I	19.61	0.014	2.600	3.65	0.713	863.55	380.74	-16.94	>> 1	44
64	e	J	19.61	0.014	2.600	3.65	0.713	863.55	380.74	-19.02	>> 1	44
65	e	I	0.66	0.000	2.600	3.65	0.713	827.19	341.79	14.04	>> 1	44
65	e	J	0.66	0.000	2.600	3.65	0.713	827.19	329.20	-6.45	>> 1	44
66	e	I	23.03	0.015	2.600	3.65	0.713	936.27	422.99	-30.03	>> 1	42
66	e	J	23.03	0.015	2.600	3.65	0.713	936.27	422.99	-27.95	>> 1	42
67	e	B	60.21	0.187	5.200	3.65	1.427	390.16	32.77	0.80	>> 1	42
70	e	B	83.00	0.084	5.200	3.65	1.427	1193.82	152.06	-7.09	>> 1	41
75	e	I	3.17	0.013	2.600	3.65	0.713	143.93	46.07	1.53	>> 1	43
75	e	J	3.17	0.013	2.600	3.65	0.713	143.93	33.27	-0.35	>> 1	43
76	e	B	9.08	0.112	5.200	3.65	1.427	98.53	1.34	-0.19	7.050	41
80	e	B	15.04	0.120	5.200	3.65	1.427	151.58	3.39	-0.41	8.261	41
85	e	B	15.08	0.121	5.200	3.65	1.427	151.58	3.39	-0.39	8.705	41
90	e	B	31.17	0.118	5.200	3.65	1.427	319.83	14.84	0.00	>> 1	42
94	e	B	49.61	0.286	5.200	3.65	1.427	210.69	13.18	-0.47	>> 1	38
97	e	I	0.05	0.000	2.600	3.65	0.713	143.93	33.89	-0.48	>> 1	44
97	e	J	0.05	0.000	2.600	3.65	0.713	143.93	33.89	-0.42	>> 1	44
99	e	I	-0.81	-0.003	2.600	3.65	0.713	143.93	46.03	0.18	>> 1	41
99	e	J	-0.81	-0.003	2.600	3.65	0.713	143.93	34.06	-0.24	>> 1	41
101	e	I	1.37	0.006	2.600	3.65	0.713	143.93	33.63	-0.29	>> 1	43
101	e	J	1.37	0.006	2.600	3.65	0.713	143.93	46.06	0.24	>> 1	43
102	e	I	2.18	0.009	2.600	3.65	0.713	143.93	33.47	-0.21	>> 1	43
102	e	J	2.18	0.009	2.600	3.65	0.713	143.93	46.07	1.29	>> 1	43
103	e	B	189.51	0.152	5.200	3.65	1.427	1509.71	343.87	-30.91	>> 1	42
106	e	B	185.47	0.155	5.200	3.65	1.427	1455.14	323.66	-28.82	>> 1	42
109	e	B	185.24	0.154	5.200	3.65	1.427	1455.14	323.32	28.75	>> 1	44
112	e	B	189.45	0.152	5.200	3.65	1.427	1509.71	343.78	30.85	>> 1	44
115	e	B	41.50	0.175	5.200	3.65	1.427	288.00	16.87	-1.72	9.809	38
118	e	B	66.27	0.151	5.200	3.65	1.427	532.95	51.01	-0.41	>> 1	43
122	e	B	110.37	0.121	5.200	3.65	1.427	1104.09	180.89	1.97	>> 1	44
126	e	I	1.98	0.007	2.600	3.65	0.713	181.80	58.43	-2.06	>> 1	42
126	e	J	1.98	0.007	2.600	3.65	0.713	181.80	58.43	-0.86	>> 1	42
128	e	I	-0.45	-0.002	2.600	3.65	0.713	143.93	33.99	-0.14	>> 1	44
128	e	J	-0.45	-0.002	2.600	3.65	0.713	143.93	33.99	-0.08	>> 1	44
129	e	B	107.66	0.116	5.200	3.65	1.427	1124.40	180.54	1.90	>> 1	44
132	e	B	125.87	0.113	5.200	3.65	1.427	1346.31	253.36	2.56	>> 1	44

4. VERIFICA A PRESSOFLESSIONE - STRUTTURE IN C.A. [SLV] - C.Sic: 5.071 (CCC ID 44)
 (Analisi Statica Lineare NON Sismica: Inviluppo CCC)

N.	Tip.	fcd	P	Nu	Nlim,pfl	My	Mu,y	Mz	Mu,z	ε,c	ε,c2	ε,s	ε,sy	C.Sic.	ID
		(N/mm ²)		(kN)			(kN m)					(per mille)			CCC
Non sono stati rilevati elementi in c.a. sottoposti a verifica															



VERIFICHE STATICHE DEGLI ELEMENTI IN MURATURA: VERIFICA A TAGLIO PER SCORRIMENTO

(D.M.14.1.2008 (NTC08), §4.5.6, §7.8.2.2.2)

Secondo §4.5.6.2, in analisi statica il taglio per azioni nel piano del muro e il taglio di travi di accoppiamento sono stati limite ultimi da verificare: in PCM vengono trattati nell'ambito del taglio per scorrimento (oltre eventualmente al taglio per fessurazione diagonale). Le verifiche vanno condotte con riferimento a normative di comprovata validità, con l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e trascurando la resistenza a trazione per flessione della muratura (§4.5.6).

Nel rispetto delle prescrizioni normative, PCM svolge le verifiche suddette in analogia alle corrispondenti verifiche descritte in dettaglio nel medesimo testo normativo per l'analisi sismica degli edifici in muratura (§7.8.2.2). E' così possibile condurre verifiche: per le pareti murarie: a taglio per scorrimento nel piano (in analogia con §7.8.2.2.2); per le travi in muratura (=travi di accoppiamento, o fasce di piano: strisce, sottofinestra murari): taglio (in analogia con §7.8.2.2.4).

Le verifiche statiche, originariamente nate per edifici di nuova costruzione, possono essere svolte anche per gli edifici esistenti, provvedendo a sostituire le resistenze caratteristiche f_k, f_{vk} con i valori medi divisi per il fattore di confidenza: f_m/FC , e: $f_{vmo} + 0.4 \sigma_n$ (§C8.7.1.5) ($f_{vmo} = \tau_0$, cfr. Tab. C8A.2.1).

Per gli edifici esistenti, in §8.2 si prescrive che le disposizioni di carattere generale contenute negli altri capitoli del D.M. 14.1.2008 costituiscono il riferimento anche per le costruzioni esistenti: in particolare, quindi, le formulazioni dell'analisi statica relative agli edifici in muratura di nuova costruzione costituiscono il riferimento anche per gli edifici esistenti. Peraltro, nel testo normativo (D.M. 14.1.2008 e Circolare) non si evidenzia chiaramente la possibilità di non effettuare le verifiche statiche in caso di valutazione di sicurezza di edifici esistenti. Si deve però considerare che le verifiche statiche dipendenti dall'azione orizzontale del vento e caratterizzate da formulazioni molto precise (legate alle eccentricità strutturali, §4.5.6.2), tipiche della muratura nuova la cui regolarità geometrica è un dato intrinseco, potrebbero essere fuori luogo e inappropriate per le murature esistenti. Per gli edifici esistenti, oltretutto, il soddisfacimento della verifica sismica di strutture spesso massicce e molto pesanti dovrebbe garantire implicitamente la resistenza all'azione del vento: in altre parole, potrebbe essere ragionevole evitare l'esecuzione delle verifiche statiche.

La resistenza a taglio di ciascun elemento strutturale deve essere valutata per mezzo della relazione seguente:

$$V_t = l' t f_{vd}, \text{ dove:}$$

l' = lunghezza della parte compressa della parete;

t = spessore della parete;

$f_{vd} = f_{vk} / \gamma_M$ definito in §4.5.6.1: $f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \sigma_n$, calcolando la tensione normale media sulla parte compressa della sezione: $\sigma_n = P / (l' * t)$.

Il valore di f_{vk} non potrà comunque essere maggiore di $1.4 f_{bk}$, dove f_{bk} indica la resistenza caratteristica a compressione degli elementi nella direzione di applicazione della forza, né maggiore di 1.5 MPa (e pertanto: $f_{vd} \leq 1.5 \text{ MPa} / \gamma_M$).

La formulazione riportata in §7.8.2.2.2 fa diretto riferimento a muratura nuova.

Secondo vari Autori (cfr. G.Magenes, "Metodi semplificati per l'analisi sismica non lineare di edifici in muratura", GNDT), nella valutazione della resistenza a taglio è opportuno distinguere fra rottura per fessurazione diagonale e rottura per scorrimento. La resistenza a taglio per fessurazione diagonale, alla quale corrisponde la formulazione accolta dalla Normativa al punto §C8.7.1.5, è infatti da considerarsi alternativa rispetto alla resistenza a taglio per scorrimento. Può essere quindi corretto considerare la possibilità di applicare la verifica a taglio per scorrimento anche alla muratura esistente (analogamente all'applicazione della verifica a taglio per fessurazione diagonale alla muratura nuova) (come peraltro evidenziato in §C8.7.1.5).

Per la muratura esistente, il parametro descrittivo del comportamento a taglio del materiale è il valore medio τ_0 , definito in base alla tipologia della muratura e ad opportuni fattori correttivi riguardanti le caratteristiche dell'organizzazione strutturale e degli eventuali interventi (§C8A.2, Tab.C8A.2.1). Pertanto, la formulazione del taglio resistente per scorrimento per la muratura esistente può essere ottenuta definendo un valore medio pari a: $f_{vm} = \tau_0 + 0.4 \sigma_n$. Al valore medio della resistenza a taglio deve inoltre essere applicato il coefficiente parziale di sicurezza dei materiali γ_M (l'analisi statica è un'analisi Lineare), ed il fattore di confidenza F_C (§C8.7.1.5).

Il Fattore di Confidenza F_C (§8.5.4, §C.8.7.1.5, Tab.C8A.1), specificato in input nei Parametri di Calcolo, assume normalmente i valori 1.35, 1.20, 1.00 in corrispondenza rispettivamente dei livelli di conoscenza LC1,LC2,LC3 (si osservi che dal livello di conoscenza dipende anche il valore adottato per τ_0).

Per le verifiche statiche viene utilizzato il coefficiente parziale di sicurezza γ_M definito in §4.5.6.1 (che assume valori compresi fra 2.0 e 3.0), il cui valore è specificato nei Parametri di Calcolo.

Si ha pertanto il seguente schema di valutazione della resistenza di calcolo (o: di progetto) f_{vd} (analisi lineare):

Muratura nuova: da §7.8.2.2.1: $f_{vd} = f_{vk} / \gamma_M = (f_{vko} + 0.4 \sigma_n) / \gamma_M$, con: $f_{vd} \leq 1.4 f_{bk} / \gamma_M$ (equivalente a: $f_{vk} \leq 1.4 f_{bk}$), e $f_{vd} \leq 1.5 \text{ MPa} / \gamma_M$.

Muratura esistente: è nota τ_0 (dipendente, fra l'altro, dal livello di conoscenza). Si ha: $f_{vd} = (\tau_0 + 0.4 \sigma_n) / \gamma_M / F_C$, con $f_{vd} \leq 1.5 \text{ MPa} / \gamma_M$.

Nelle espressioni del calcolo di f_{vd} , si osservi che i coefficienti γ_M e F_C vengono applicati all'espressione completa della resistenza, cioè sia al termine di taglio puro sia a quello dovuto alla tensione normale. Infatti 0.4 è il coefficiente di attrito del materiale murario: è quindi un parametro caratteristico del materiale, e pertanto anche ad esso vanno applicati i coefficienti di sicurezza γ_M e F_C .

Muratura rinforzata: nel caso di nuova muratura, è possibile rinforzare la struttura utilizzando armatura trasversale posta nei giunti orizzontali (p.es. tralacci in acciaio). La rigidità degli elementi portanti e la resistenza a pressoflessione vengono determinate come per gli elementi in muratura ordinaria; per la resistenza a taglio V_t , invece, è possibile considerare un incremento rispetto alla muratura ordinaria (qualora nei Parametri di Calcolo sia stata selezionata, nei Dati per Muratura Armata, la corrispondente opzione):

$$V_t = V_{tm} (\text{contributo muratura}) + V_{is} (\text{contributo armatura}) = (d t f_{vd}) + (0.6 d A_{sw} f_{yd}) / s,$$

con la limitazione, nel caso di muratura con armature verticali: $V_t \leq 0.3 f_d t d$ (§7.8.3.2.2),

dove: d = distanza tra lembo compresso e baricentro dell'armatura tesa;

t = spessore della parete;

s = distanza verticale tra i livelli di armatura;

A_{sw} = area dell'armatura a taglio disposta in direzione parallela alla forza di taglio (armatura orizzontale) nel singolo corso orizzontale;

f_{yd} = resistenza di calcolo dell'acciaio, pari a: f_{yk} / γ_S (analisi lineare) ($\gamma_S = 1.15$);

f_d = resistenza a compressione di calcolo della muratura, pari a: f_d / γ_M (analisi lineare).

Le verifiche statiche a taglio per scorrimento, come le altre verifiche di resistenza statiche, sono condotte allo **stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV)**; non è infatti necessario eseguire verifiche statiche a stati limite di esercizio (§4.5.6.3). Le sollecitazioni di progetto derivano direttamente dall'analisi. Per i nuovi edifici è possibile che sia richiesta la **verifica di robustezza del progetto (§3.1.1)**: in tal caso, le sollecitazioni di progetto vengono determinate incrementando i valori del del taglio risultanti dall'analisi di una quota pari all'1% dello sforzo normale, evitando le combinazioni di carico dove si considera l'azione del vento; i corrispondenti momenti di progetto vengono ottenuti, a favore di sicurezza, incrementando i valori risultanti dall'analisi con l'incremento del taglio moltiplicato per l'altezza (=luce deformabile nel piano complanare) dell'elemento per le verifiche alla base, e per metà altezza per le verifiche in sommità.

Simbologia utilizzata nel software PCM per i risultati dell'Analisi Statica Lineare Non Sismica, riferiti alle Combinazioni di Condizioni di Carico fondamentali (secondo §2.5.3), per elementi in muratura:

N. = numero progressivo dell'elemento murario

n/e = parete in muratura nuova (n) o esistente (e)

Sez. = indica la sezione di verifica (per i maschi: B=base, S=sommità; per le fasce; l=sezione iniziale, J=sezione finale; le sezioni sono in ogni caso riferite alla luce deformabile nel piano complanare)

P = forza assiale positiva se di compressione

M = momento di calcolo

Ecc = eccentricità (= M / P)

Beta = coefficiente di parzializzazione della sezione = l'/l, essendo l' la zona compressa.

Per muratura ordinaria: la zona reagente (parte della sezione soggetta a compressione) può essere determinata ipotizzando la distribuzione triangolare delle tensioni (EC6, §4.5.3.(6)), oppure (nell'ipotesi di comportamento della muratura parabolico-rettangolare) calcolando l'effettiva zona reagente a pressoflessione attraverso lo studio del punto di sollecitazione contenuto nel dominio di resistenza. In caso di distribuzione triangolare: Beta=1 se (Ecc/l)≤1/6, altrimenti: Beta=(3*(0.5-Ecc/l)) [Beta=0 se Ecc>=l / 2].

Per muratura armata o consolidata con FRP / CAM /Reticolatus, il dominio di resistenza è sempre disponibile e quindi in tali casi è sempre possibile fare riferimento all'effettiva zona reagente a pressoflessione.

Si osservi che il riferimento all'effettiva zona reagente a pressoflessione garantisce la coerenza fra Taglio e PressoFlessione (N,M e T agiscono contemporaneamente sulla sezione trasversale). Lo studio della sezione nel dominio di resistenza fornisce inoltre la risultante delle compressioni C relativa alla zona reagente: tale risultante è maggiore dello sforzo normale N di compressione agente sulla sezione quando sia presente un elemento in grado di fornire resistenza a trazione T (C=N+T). Più in dettaglio:

- per la muratura armata e per i sistemi CAM / Reticolatus, la zona resistente a taglio per scorrimento è pari a d (cfr. §7.8.3.2.2) e quindi non corrisponde in realtà alla sola zona compressa. La tensione normale σ_n ai fini della verifica a taglio per scorrimento è fornita da: $N/(dt)$, con t=spessore della parete;

- per la muratura ordinaria non rinforzata non esiste un elemento reagente a trazione, e quindi C=N. σ_n è pari a $N/(l't)$;

- per la muratura rinforzata con FRP, si fa riferimento all'effettiva zona compressa e alla tensione normale media prodotta dalla risultante degli sforzi di compressione: $\sigma_n = C/(l't)$ (DT200 R1/2012, §5.4.1.1.2).

C = risultante degli sforzi di compressione sulla zona reagente, calcolata in caso di comportamento meccanico della muratura secondo il modello parabolico-rettangolare

σ_n = tensione normale media riferita alla parte compressa della sezione

f_{vk0}/r_o = resistenza a taglio per fessurazione diagonale in assenza di compressione: f_{vk0} (caratteristica) per muratura nuova, r_o (media) per muratura esistente

$\gamma_m \cdot FC$ = prodotto del coefficiente parziale di sicurezza dei materiali per il fattore di confidenza ($\gamma_m = 2.0$; $F_C = 1.00$ per muratura nuova; dipendente dal livello di conoscenza LC1, LC2 o LC3 per muratura esistente)

f_{vd} = valore di calcolo (o: di progetto) della resistenza a taglio per scorrimento

V_t = taglio resistente

V = taglio di calcolo. Per gli edifici nuovi in muratura armata progettata secondo la gerarchia delle resistenze (§7.8.1.7), il taglio di calcolo viene amplificato per il fattore (M_u/M), dove M è il momento di calcolo corrispondente a V e M_u è il momento resistente, in modo da ottenere l'azione di taglio corrispondente alla resistenza a collasso per flessione; V è inoltre amplificato per $\gamma_{Rd} = 1.5$

C.Sic. = coefficiente di sicurezza dato dal rapporto V_t / V . La verifica è soddisfatta quando il coefficiente di sicurezza è ≥ 1

Nel caso di muratura nuova rinforzata, compaiono inoltre i seguenti parametri:

% arm. tag. = percentuale di armatura a taglio (definita da: $A_{sw} / (s \cdot t) \cdot 100$). Con riferimento a §7.8.5.2, si adottano i limiti normativi validi per la muratura armata: la percentuale non può essere inferiore allo 0.04% né superiore allo 0.5%. I limiti possono comunque essere modificati secondo quanto specificato nei dati sul materiale costituente la singola parete. Qualora l'armatura non sia inclusa nei limiti considerati, il dato viene posto in evidenza (grassetto in colore blu)

V_{tM} = contributo della muratura al taglio resistente

V_{tS} = contributo dell'armatura orizzontale al taglio resistente

V_{tlim} = valore limite del taglio resistente, riferito ai casi di muratura con armature verticali (§7.8.3.2.2)

Per alcuni parametri utilizzati nelle verifiche [p.es.: Materiali: coefficiente di attrito per la muratura - normalmente assunto pari a 0.4, armatura a taglio: massimo passo, percentuale minima e massima; Parametri di Calcolo: possibilità di considerare o meno la sezione resistente a taglio coincidente con la sola zona compressa], PCM consente specifiche diverse rispetto ai valori generalmente indicati nei testi normativi, al fine di descrivere adeguatamente materiali e/o modelli le cui particolarità richiedano l'utilizzo di parametri specifici. I risultati delle verifiche a taglio si riferiscono quindi ai valori correntemente utilizzati per il modello (consultare i dati per le corrispondenti specifiche).

VERIFICHE STATICHE DEGLI ELEMENTI IN CALCESTRUZZO ARMATO: VERIFICA A TAGLIO

(D.M.14.1.2008 (NTC08), §4.1.2.1.3)

In strutture miste, gli elementi in c.a. (pareti e/o travi) possono essere soggetti a verifica di resistenza, in particolare nel caso in cui siano considerati collaboranti con gli elementi murari sotto azioni orizzontali. La legge di comportamento del calcestruzzo è di tipo parabolico-rettangolare (§4.1.2.1.2.2, Fig. 4.1.1(a)), mentre per l'acciaio si adotta la legge elastica-perfettamente plastica (§4.1.2.1.2.3, Fig. 4.1.2(b)).

Per gli elementi verticali (**pareti e pilastri**) viene eseguita la verifica a taglio considerando separatamente i due piani locali di sollecitazione xy (taglio V_y) e xz (taglio V_z). Per gli elementi orizzontali (**travi in elevazione e di fondazione**) viene eseguita la verifica a taglio nel piano locale xz (V_z). Le verifiche a taglio vengono eseguite nelle sezioni di estremità della luce deformabile.

La staffatura è supposta uguale nelle due sezioni di estremità (in caso di differenza, si sarà fatto riferimento alla staffatura minore). Nel caso di strutture esistenti, saranno stati inseriti i valori di armatura stimati o rilevati; nel caso di strutture nuove, le armature progettate. Per i nuovi elementi in c.a. il rispetto delle armature minime di regolamento e delle eventuali condizioni sulle gerarchie delle resistenze, secondo le indicazioni normative, deve essere assicurato a priori. PCM esegue le verifiche di sicurezza utilizzando le armature in input e le sollecitazioni derivanti dal calcolo, indipendentemente dai controlli sulla conformità alla Normativa delle armature adottate.

La resistenza a taglio viene espressa sulla base della schematizzazione a traliccio (§4.1.2.1.3.2); gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali (di area A_{sw} , interasse 's' fra due armature trasversali consecutive, e inclinazione α rispetto all'asse delle trave; nel caso delle staffe: $\alpha = 90^\circ$), le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo, e i puntoni d'anima inclinati (caratterizzati dall'inclinazione θ rispetto all'asse della trave). L'inclinazione θ deve rispettare i seguenti limiti: $1 \leq \cotg \theta \leq 2.5$. Per la verifica di resistenza si può adottare il criterio di uguaglianza della resistenza di calcolo a "taglio trazione" con quella a "taglio compressione", corrispondente a ipotizzare il cedimento simultaneo delle bielle di calcestruzzo e dell'armatura a taglio: si uguagliano i secondi membri delle espressioni V_{Rsd} (4.1.18) e V_{Rcd} (4.1.19):

$$0.9 d (A_{sw}/s) f_{yd} * (\cotg \alpha + \cotg \theta) * \sin \alpha = 0.9 d b_w \alpha_c f_{cd} * (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + \cotg^2 \theta)$$

da cui, essendo $\sin \alpha = 1$ (per le staffe) e $[1/(1 + \cotg^2 \theta)] = \sin^2 \theta$, si ottiene:

$$(A_{sw} f_{yd}) / (b_w s \alpha_c f_{cd}) = \sin^2 \theta$$

relazione da cui si ottiene theta; segue il controllo su cotg theta. A questo punto il taglio resistente si può calcolare equivalentemente con l'espressione di VRsd o di VRcd; si ha:

Vrd = VRsd = 0.9 d (ASw/s) fyd * cotg theta. La verifica di resistenza è soddisfatta quando risulta VEd < Vrd.

Simbologia utilizzata nel software PCM per i risultati dell'Analisi Statica Lineare Non Sismica, riferiti alle Combinazioni di Condizioni di Carico fondamentali (secondo §2.5.3), per elementi in cemento armato:

N. = numero progressivo dell'elemento

Tip. = tipologia: parete (C), pilastro (R), trave in elevazione (T), trave di fondazione (Z)

fcd = resistenza a compressione di progetto. I valori sono i seguenti:

Edifici nuovi: Calcestruzzo: fcd = 0.85 * fck / gammaC, Acciaio: fyd = fyk / gammaS;

Edifici esistenti: Calcestruzzo: fcd = fcm / Fc / gammaC, Acciaio: fyd = fym / Fc / gammaS

fcd = resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo = 0.85 * fcd (§4.1.2.1.3.2)

I seguenti parametri sono elencati per ognuno dei due piani di sollecitazione xy (taglio Vy) e xz (taglio Vz):

cotg.th = cotangente dell'angolo theta. Se non sono rispettati i limiti: 1 <= cotg theta <= 2.5, il coefficiente di sicurezza a taglio si annulla

Vu = taglio resistente (=Vrd)

V = taglio di calcolo (=VEd)

C.Sic. = coefficiente di sicurezza, dato dal rapporto (Vu/V)

Infine si riporta il coefficiente di sicurezza C.Sic. pari al valore minimo fra i coefficienti relativi ai due piani di sollecitazione

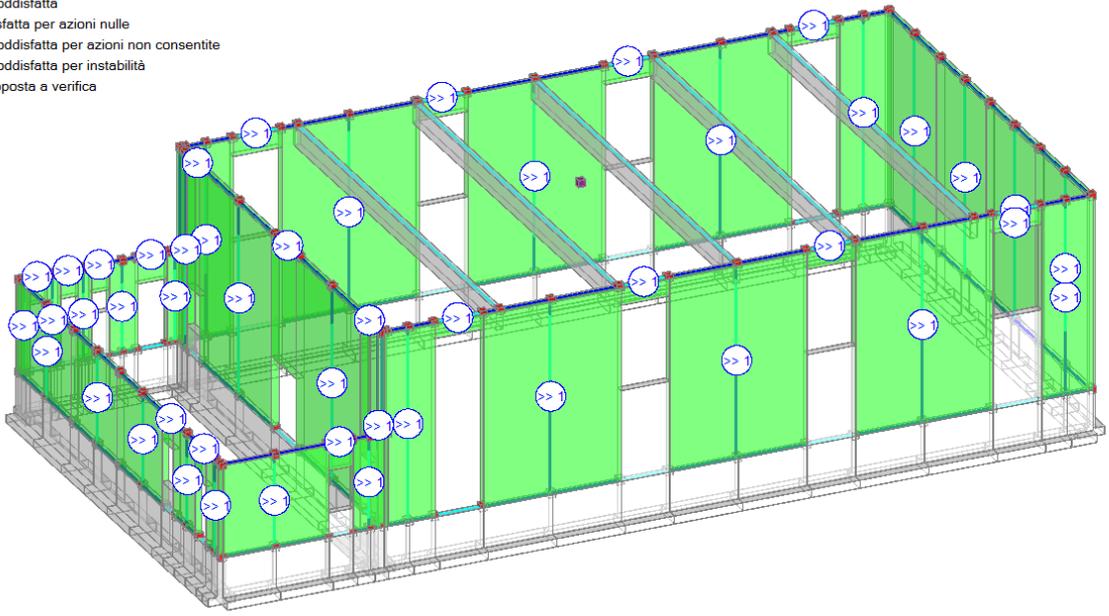
5. VERIFICA A TAGLIO PER SCORRIMENTO (§4.5.6, §7.8.2.2.2) [SLV] - C.Sic: >>1

(Analisi Statica Lineare NON Sismica: Inviluppo CCC)

Table with columns: N., |n/e|Sez., P (kN), M (kN m), Ecc. (m), Beta, C (kN), sigma,n (N/mm^2), |fvk0/tau0| (* FC) (N/mm^2), gamma,m, fvd (N/mm^2), Vt (kN), V (kN), C.Sic., |ID | (CCC). Rows list various structural elements like beams (B) and columns (C) with their respective data values.

Statica non sismica
Statica lineare
Dinamica modale
Statica non lineare
CCE
CCC
 SLU: Combinazione 37
 Spostamenti
 Curva pressioni
 Diagrammi di stato
 Spost.
 Forze
 Masse
 Reazioni vincolari
 Forze pushover
 Tensione $\tau(Tz)$
 Verifiche
 Taglio per Scomento
 Lesioni: Corrente Tutte
 Coefficienti

- Verifica soddisfatta
- Verifica non soddisfatta
- Verifica soddisfatta per azioni nulle
- Verifica non soddisfatta per azioni non consentite
- Verifica non soddisfatta per instabilità
- Asta non sottoposta a verifica



VERIFICHE STATICHE DEGLI ELEMENTI IN MURATURA: VERIFICA A TAGLIO PER FESSURAZIONE DIAGONALE

(D.M.14.1.2008 (NTC08), §4.5.6, §C8.7.1.5)

Secondo §4.5.6.2, in analisi statica il taglio per azioni nel piano del muro e il taglio di travi di accoppiamento sono stati limite ultimi da verificare: in PCM vengono trattati nell'ambito del taglio per fessurazione diagonale (oltre eventualmente al taglio per scorrimento). Le verifiche vanno condotte con riferimento a normative di comprovata validità, con l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e trascurando la resistenza a trazione per flessione della muratura (§4.5.6).

Nel rispetto delle prescrizioni normative, PCM svolge le verifiche suddette in analogia alle corrispondenti verifiche descritte in dettaglio nel medesimo testo normativo per l'analisi sismica degli edifici in muratura (§C8.7.1.5).

Per gli edifici esistenti, in §8.2 si prescrive che le disposizioni di carattere generale contenute negli altri capitoli del D.M. 14.1.2008 costituiscono il riferimento anche per le costruzioni esistenti: in particolare, quindi, le formulazioni dell'analisi statica relative agli edifici in muratura di nuova costruzione costituiscono il riferimento anche per gli edifici esistenti. Peraltro, nel testo normativo (D.M. 14.1.2008 e Circolare) non si evidenzia chiaramente la possibilità di non effettuare le verifiche statiche in caso di valutazione di sicurezza di edifici esistenti. Si deve però considerare che le verifiche statiche dipendenti dall'azione orizzontale del vento e caratterizzate da formulazioni molto precise (legate alle eccentricità strutturali, §4.5.6.2), tipiche della muratura nuova la cui regolarità geometrica è un dato intrinseco, potrebbero essere fuori luogo e inappropriate per le murature esistenti. Per gli edifici esistenti, oltretutto, il soddisfacimento della verifica sismica di strutture spesso massicce e molto pesanti dovrebbe garantire implicitamente la resistenza all'azione del vento: in altre parole, potrebbe essere ragionevole evitare l'esecuzione delle verifiche statiche.

La resistenza a taglio per fessurazione diagonale viene valutata per mezzo di una formulazione esprimibile nel modo seguente:

$V_t = l t * f_{vd}$, dove:

$$f_{vd} = (1.5 \tau_{od} / b) * \sqrt{[1 + \sigma_o / (1.5 \tau_{od})]} = (f_{td} / b) * \sqrt{[1 + \sigma_o / f_{td}]}$$

essendo:

σ_o = tensione normale media, riferita all'area totale della sezione (= P / lt, con P forza assiale agente positiva se di compressione);

f_{td} = valore di calcolo della resistenza a trazione per fessurazione diagonale = $1.5 \tau_{od}$

τ_{od} = valore di calcolo della resistenza a taglio di riferimento (=resistenza a taglio puro, cioè in assenza di sforzo normale) per fessurazione diagonale

b = coefficiente correttivo legato alla distribuzione degli sforzi sulla sezione, dipendente dalla snellezza della parete.

Si può assumere $b = \lambda (=h/l)$, essendo λ la snellezza della parete, comunque non superiore a 1.5 e non inferiore a 1, dove h è l'altezza della parete. Questa relazione è indicata in §C8.7.1.5. In alternativa, è possibile adottare la formulazione di Turnsek-Cacovic ($b=1.5$ indipendente da λ) o la relazione: $b=1.0 + 0.5 \lambda$, con $b \leq 1.5$ (quest'ultima riportata in: Betti-Galano-Petracchi-Vignoli, "Uno studio numerico sul coefficiente di forma b nel criterio di rottura a taglio per fessurazione diagonale di pannelli di muratura ordinaria", Ingegneria Sismica, Anno XXVIII, n.2, Aprile-Giugno 2011).

La relazione che fornisce la resistenza a taglio sopra riportata è data dalla (8.7.1.1) in §C8.7.1.5. Seguendo quanto è possibile ricavare da autorevoli riferimenti bibliografici sulla formulazione della resistenza a taglio per fessurazione diagonale (N.Augenti, "Il calcolo sismico degli edifici in muratura", UTET, giugno 2000, pagg. 280-281), in alternativa si può considerare $f_{td} = b \tau_{od}$ (formulazione comunque coerente con la seconda espressione contenuta nella (8.7.1.1)).

Secondo §C8.7.1.5, i valori di calcolo delle resistenze sono ottenuti dividendo i valori medi per i rispettivi fattori di confidenza F_c e per il coefficiente parziale di sicurezza sui materiali γ_m (l'analisi statica è un'analisi lineare).

Il Fattore di Confidenza F_c (§8.5.4, §C.8.7.1.5, Tab.C8A.1), specificato in input nei Parametri di Calcolo, assume normalmente i valori 1.35, 1.20, 1.00 in corrispondenza rispettivamente dei livelli di conoscenza LC1,LC2,LC3 (si osservi che dal livello di conoscenza dipende anche il valore adottato per τ_o).

I valori medi delle resistenze sono definiti in base alla tipologia della muratura e ad opportuni fattori correttivi riguardanti le caratteristiche dell'organizzazione strutturale e degli eventuali interventi (§C8A.2, Tab.C8A.2.1).

La formulazione riportata in §C8.7.1.5 fa diretto riferimento a muratura esistente.

Secondo vari Autori (cfr. G.Magenes, "Metodi semplificati per l'analisi sismica non lineare di edifici in muratura", GNDT), nella valutazione della resistenza a taglio è opportuno distinguere fra rottura per fessurazione diagonale e rottura per scorrimento. La resistenza a taglio per fessurazione diagonale è infatti da considerarsi alternativa rispetto alla resistenza a taglio per scorrimento, alla quale corrisponde la formulazione accolta dalla Normativa al punto §7.8.2.2.2. Può essere quindi corretto considerare la possibilità di applicare la verifica a taglio per fessurazione diagonale anche alla muratura nuova (analogamente all'applicazione della verifica a taglio per scorrimento alla muratura esistente).

La formulazione del taglio resistente per fessurazione diagonale per muratura nuova può essere ottenuta utilizzando, al posto di τ_o , il valore medio della resistenza a taglio puro della muratura (f_{vmo} , se non noto: $f_{vmo} = f_{vko}/0.7$). Per la muratura nuova, il valore della resistenza di calcolo a taglio puro si ottiene quindi dividendo f_{vmo} per γ_m (analisi lineare).

Sia alla muratura esistente, sia alla nuova, ai valori di calcolo della resistenza a taglio per fessurazione diagonale sono applicati inoltre gli stessi limiti massimi proposti in §7.8.2.2.2 per la resistenza a taglio per scorrimento.

Per le verifiche statiche viene utilizzato il coefficiente parziale di sicurezza γ_m definito in §4.5.6.1 (che assume valori compresi fra 2.0 e 3.0), il cui valore è specificato nei Parametri di Calcolo.

Si ha pertanto il seguente schema di valutazione della resistenza di calcolo (o: di progetto) f_{vd} (analisi lineare):

Muratura esistente: è nota τ_o (dipendente, fra l'altro, dal livello di conoscenza).

Da §C8.7.1.5: $f_{vd} = (\tau_o / \gamma_m / F_c) * \sqrt{[1 + \sigma_o / (b (\tau_o / \gamma_m / F_c))]}$, con $f_{vd} \leq 1.5 \text{ MPa} / \gamma_m$.

Muratura nuova: f_{vmo} : se non è nota, si pone: $f_{vmo} = f_{vko} / 0.7$, dove f_{vko} è certamente nota.

Si ha: $f_{vd} = (f_{vmo} / \gamma_m) * \sqrt{[1 + \sigma_o / (b (f_{vmo} / \gamma_m))]}$, con $f_{vd} \leq 1.4 f_{bk} / \gamma_m$ e $f_{vd} \leq 1.5 \text{ MPa} / \gamma_m$.

Muratura rinforzata: nel caso di nuova muratura, è possibile rinforzare la struttura utilizzando armatura trasversale posta nei giunti orizzontali (p.es. tralci in acciaio). La rigidezza degli elementi portanti e la resistenza a pressoflessione vengono determinate come per gli elementi in muratura ordinaria; per la resistenza a taglio V_t , invece, è possibile considerare un incremento rispetto alla muratura ordinaria (qualora nei Parametri di Calcolo sia stata selezionata, nei Dati per Muratura Armata, la corrispondente opzione):

$$V_t = V_{tm} (\text{contributo muratura}) + V_{ts} (\text{contributo armatura}) = (d t f_{vd}) + (0.6 d A_{sw} f_{yd}) / s,$$

con la limitazione, nel caso di muratura con armature verticali: $V_t \leq 0.3 f_d t d$ (§7.8.3.2.2),

dove: d = distanza tra lembo compresso e baricentro dell'armatura tesa;

t = spessore della parete;

s = distanza verticale tra i livelli di armatura;

A_{sw} = area dell'armatura a taglio disposta in direzione parallela alla forza di taglio (armatura orizzontale) nel singolo corso orizzontale;

f_{yd} = resistenza di calcolo dell'acciaio, pari a: f_{yk} / γ_s (analisi lineare) ($\gamma_s = 1.15$);

f_d = resistenza a compressione di calcolo della muratura, pari a: f_d / γ_m (analisi lineare).

Le verifiche statiche a taglio per fessurazione diagonale, come le altre verifiche di resistenza statiche, sono condotte allo **stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV)**; non è infatti necessario eseguire verifiche statiche a stati limite di esercizio (§4.5.6.3). Le sollecitazioni di progetto derivano direttamente dall'analisi. Per i nuovi edifici è possibile che sia richiesta la **verifica di robustezza del progetto (§3.1.1)**: in tal caso, le sollecitazioni di progetto vengono determinate incrementando i valori del taglio risultanti dall'analisi di una quota pari all'1% dello sforzo normale, evitando le combinazioni di carico dove si considera l'azione del vento.

Simbologia adottata dal software PCM (risultati analisi lineare):

N. = numero progressivo dell'elemento murario

n/e = parete in muratura nuova (n) o esistente (e)

Sez. = indica la sezione di verifica (per i maschi: B=base, S=sommità; per le fasce: I=sezione iniziale, J=sezione finale; le sezioni sono in ogni caso riferite alla luce deformabile nel piano complanare)

Coeff. = coefficiente correttivo b

P = forza assiale positiva se di compressione

p = σ_o = tensione normale media riferita all'intera sezione

fvk0/tauo = resistenza a taglio per fessurazione diagonale in assenza di compressione: f_{vko} (caratteristica) per muratura nuova, τ_o (media) per muratura esistente

$\gamma_m \cdot FC$ = prodotto del coefficiente parziale di sicurezza dei materiali per il fattore di confidenza ($\gamma_M = 2.0$; $F_C = 1.00$ per muratura nuova; dipendente dal livello di conoscenza LC1, LC2 o LC3 per muratura esistente)

fvd = valore di calcolo (o: di progetto) della resistenza a taglio per fessurazione diagonale

Vt = taglio resistente

V = taglio di calcolo. Per gli edifici nuovi in muratura armata progettata secondo la gerarchia delle resistenze (§7.8.1.7), il taglio di calcolo viene amplificato per il fattore (M_u/M), dove M è il momento di calcolo corrispondente a V e M_u è il momento resistente, in modo da ottenere l'azione di taglio corrispondente alla resistenza a collasso per flessione; V è inoltre amplificato per $\gamma_{Rd} = 1.5$

C.Sic. = coefficiente di sicurezza dato dal rapporto V_t / V . La verifica è soddisfatta quando il coefficiente di sicurezza è ≥ 1

Nel caso di muratura nuova rinforzata, compaiono inoltre i seguenti parametri:

% arm. tag. = percentuale di armatura a taglio (definita da: $A_{sw} / (s \cdot t) \cdot 100$). Con riferimento a §7.8.5.2, si adottano i limiti normativi validi per la muratura armata: la percentuale non può essere inferiore allo 0.04% né superiore allo 0.5%. I limiti possono comunque essere modificati secondo quanto specificato nei dati sul materiale costituente la singola parete. Qualora l'armatura non sia inclusa nei limiti considerati, il dato viene posto in evidenza (grassetto in colore blu)

VtM = contributo della muratura al taglio resistente

VtS = contributo dell'armatura orizzontale al taglio resistente

Vtlim = valore limite del taglio resistente, riferito ai casi di muratura con armature verticali (§7.8.3.2.2)

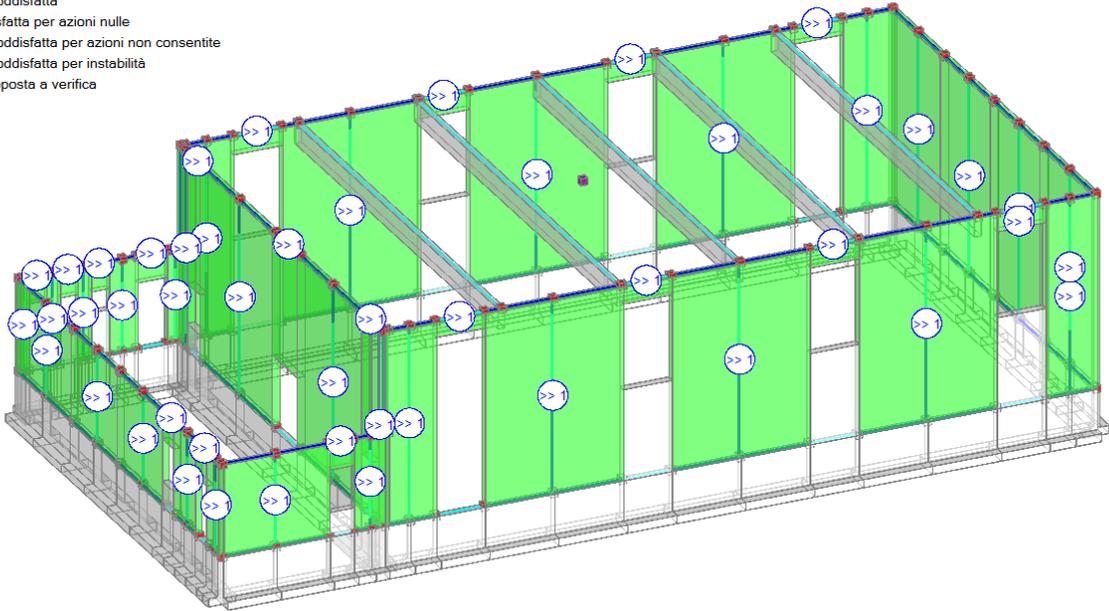
Per alcuni parametri utilizzati nelle verifiche [p.es.: Materiali: armatura a taglio: massimo passo, percentuale minima e massima], PCM consente specifiche diverse rispetto ai valori generalmente indicati nei testi normativi, al fine di descrivere adeguatamente materiali e/o modelli le cui particolarità richiedano l'utilizzo di parametri specifici. I risultati delle verifiche a taglio si riferiscono quindi ai valori correntemente utilizzati per il modello (consultare i dati per le corrispondenti specifiche).

6. VERIFICA A TAGLIO PER FESSURAZIONE DIAGONALE (§4.5.6, §C8.7.1.5) [SLV] - C.Sic: >>1
(Analisi Statica Lineare NON Sismica: Inviluppo CCC)

N.	n/e	Sez.	Coeff. b	P (kN)	p (N/mm ²)	fvk0/tauo	γ_m FC	fvd (N/mm ²)	Vt (kN)	V (kN)	C.Sic.	ID CCC
1	e	B	1.500	88.18	0.155	0.390	3.65	0.150	85.47	0.30	>> 1	43
4	e	B	1.500	680.07	0.444	0.390	3.65	0.208	317.83	6.50	>> 1	43
6	e	B	1.500	421.82	0.276	0.390	3.65	0.176	269.88	6.23	>> 1	43
11	e	B	1.500	678.47	0.443	0.390	3.65	0.208	317.56	5.61	>> 1	43
14	e	B	1.500	63.32	0.111	0.390	3.65	0.139	79.30	4.88	>> 1	43
18	e	I	1.500	-1.34	0.000	0.390	3.65	0.107	17.65	0.78	>> 1	43
20	e	I	1.500	5.16	0.026	0.390	3.65	0.115	22.52	0.68	>> 1	43
22	e	I	1.500	11.39	0.058	0.390	3.65	0.125	24.37	0.78	>> 1	43
24	e	I	1.500	16.98	0.087	0.390	3.65	0.133	25.91	1.79	>> 1	43
25	e	B	1.500	84.41	0.148	0.390	3.65	0.148	84.57	2.79	>> 1	43
28	e	B	1.500	678.97	0.444	0.390	3.65	0.208	317.65	7.73	>> 1	43
30	e	B	1.500	465.08	0.304	0.390	3.65	0.182	278.49	5.07	>> 1	43
35	e	B	1.500	681.03	0.445	0.390	3.65	0.208	318.00	7.64	>> 1	43
38	e	B	1.500	68.26	0.120	0.390	3.65	0.141	80.59	1.32	>> 1	43
42	e	I	1.500	19.04	0.115	0.390	3.65	0.140	23.15	1.22	>> 1	43
44	e	I	1.500	11.31	0.058	0.390	3.65	0.125	24.34	1.04	>> 1	43
46	e	I	1.500	6.24	0.032	0.390	3.65	0.117	22.85	0.89	>> 1	43
48	e	I	1.500	-1.40	0.000	0.390	3.65	0.107	20.86	1.07	>> 1	43
49	e	B	1.500	50.82	0.200	0.390	3.65	0.160	40.78	2.15	>> 1	42
53	e	B	1.500	438.22	0.252	0.390	3.65	0.171	298.48	19.67	>> 1	42
57	e	B	1.500	396.47	0.254	0.390	3.65	0.172	268.29	17.82	>> 1	44
60	e	B	1.500	29.82	0.153	0.390	3.65	0.150	29.16	1.29	>> 1	44
64	e	I	1.500	-14.16	0.000	0.390	3.65	0.107	152.47	5.58	>> 1	42
65	e	I	1.500	0.66	0.000	0.390	3.65	0.107	146.27	10.25	>> 1	44
66	e	I	1.500	-17.16	0.000	0.390	3.65	0.107	165.31	6.05	>> 1	44
67	e	B	1.500	63.14	0.196	0.390	3.65	0.160	51.32	0.56	>> 1	44
70	e	B	1.500	85.77	0.087	0.390	3.65	0.133	130.84	3.31	>> 1	43
75	e	I	1.500	3.17	0.013	0.390	3.65	0.111	26.45	2.09	>> 1	43
76	e	B	1.500	9.08	0.112	0.390	3.65	0.139	11.32	0.31	>> 1	41
80	e	B	1.500	15.04	0.120	0.390	3.65	0.142	17.69	0.57	>> 1	41
85	e	B	1.500	15.08	0.121	0.390	3.65	0.142	17.70	0.56	>> 1	41
90	e	B	1.500	31.23	0.118	0.390	3.65	0.141	37.20	0.80	>> 1	43
94	e	B	1.500	49.61	0.286	0.390	3.65	0.178	30.99	0.40	>> 1	38
97	e	I	1.500	0.27	0.001	0.390	3.65	0.107	25.50	0.57	>> 1	43
99	e	I	1.500	0.83	0.003	0.390	3.65	0.108	25.69	0.66	>> 1	43
101	e	I	1.500	1.37	0.006	0.390	3.65	0.109	25.86	0.80	>> 1	43
102	e	I	1.500	2.18	0.009	0.390	3.65	0.110	26.13	1.37	>> 1	43
103	e	B	1.500	189.51	0.152	0.390	3.65	0.149	185.94	8.27	>> 1	42
106	e	B	1.500	185.47	0.155	0.390	3.65	0.150	179.89	7.71	>> 1	42
109	e	B	1.500	185.24	0.154	0.390	3.65	0.150	179.84	7.71	>> 1	44
112	e	B	1.500	189.45	0.152	0.390	3.65	0.149	185.93	8.27	>> 1	44
115	e	B	1.500	35.96	0.151	0.390	3.65	0.149	35.43	0.61	>> 1	42
118	e	B	1.500	66.27	0.151	0.390	3.65	0.149	65.49	0.30	>> 1	43
122	e	B	1.500	110.37	0.121	0.390	3.65	0.142	129.07	1.07	>> 1	44
126	e	I	1.500	1.98	0.007	0.390	3.65	0.109	32.75	1.35	>> 1	42
128	e	I	1.500	-0.66	0.000	0.390	3.65	0.107	25.41	0.11	>> 1	43
129	e	B	1.500	107.66	0.116	0.390	3.65	0.140	130.25	0.90	>> 1	44
132	e	B	1.500	125.87	0.113	0.390	3.65	0.140	155.18	1.13	>> 1	44

Statica non sismica
Statica lineare
Dinamica modale
Statica non lineare
CCE
CCC
 SLU: Combinazione 37
 Spostamenti
 Curva pressioni
 Diagrammi di stato
 Spost.
 Forze
 Masse
 Reazioni vincolari
 Forze pushover
 Tensione $\tau(T2)$
 Verifiche
 Taglio per Fessurazione Diagonale
 Lesioni: Corrente Tutte
 Coefficienti

- Verifica soddisfatta
- Verifica non soddisfatta
- Verifica soddisfatta per azioni nulle
- Verifica non soddisfatta per azioni non consentite
- Verifica non soddisfatta per instabilità
- Asta non sottoposta a verifica



VERIFICHE STATICHE DEGLI ELEMENTI IN MURATURA: VERIFICA A PRESSOFLESSIONE ORTOGONALE

(azioni ortogonali da analisi di modello 3D)

(D.M.14.1.2008 (NTC08), §4.5.6, §7.8.2.2.3)

Secondo §4.5.6.2, in analisi statica la pressoflessione per carichi laterali (pressoflessione ortogonale al piano medio della parete) è uno stato limite ultimo da verificare. Tale stato limite in PCM viene trattato secondo due distinte tipologie di verifica:

(1) utilizzando le azioni derivanti dall'analisi del modello spaziale della struttura, in analogia con la verifica a pressoflessione fuori piano proposta in §7.8.2.2.3. Questa formulazione prescinde dagli effetti del secondo ordine, riconducibili all'instabilizzazione fuori piano della parete;

(2) per tenere conto di tali effetti, è disponibile in alternativa la procedura di verifica descritta in dettaglio in §4.5.6.2, identificata come 'Metodo semplificato: ipotesi di articolazione completa alle estremità della parete'.

Le verifiche vanno condotte con riferimento a normative di comprovata validità, con l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e trascurando la resistenza a trazione per flessione della muratura (§4.5.6).

Nel rispetto delle prescrizioni normative, PCM svolge la tipologia di verifica (1) in analogia alla corrispondente verifica descritta in dettaglio nel medesimo testo normativo per l'analisi sismica degli edifici in muratura (§7.8.2.2.3).

Le verifiche statiche, originariamente nate per edifici di nuova costruzione, possono essere svolte anche per gli edifici esistenti, provvedendo a sostituire la resistenza caratteristica f_k con i valori medi divisi per il fattore di confidenza: f_m/FC (§C8.7.1.5).

Per gli edifici esistenti, in §8.2 si prescrive che le disposizioni di carattere generale contenute negli altri capitoli del D.M. 14.1.2008 costituiscono il riferimento anche per le costruzioni esistenti: in particolare, quindi, le formulazioni dell'analisi statica relative agli edifici in muratura di nuova costruzione costituiscono il riferimento anche per gli edifici esistenti. Peraltro, nel testo normativo (D.M. 14.1.2008 e Circolare) non si evidenzia chiaramente la possibilità di non effettuare le verifiche statiche in caso di valutazione di sicurezza di edifici esistenti. Si deve però considerare che le verifiche statiche dipendenti dall'azione orizzontale del vento e caratterizzate da formulazioni molto precise (legate alle eccentricità strutturali, §4.5.6.2), tipiche della muratura nuova la cui regolarità geometrica è un dato intrinseco, potrebbero essere fuori luogo e inappropriate per le murature esistenti. Per gli edifici esistenti, oltretutto, il soddisfacimento della verifica sismica di strutture spesso massicce e molto pesanti dovrebbe garantire implicitamente la resistenza all'azione del vento: in altre parole, potrebbe essere ragionevole evitare l'esecuzione delle verifiche statiche.

Il valore del momento di collasso per azioni perpendicolari al piano della parete viene calcolato assumendo un diagramma delle compressioni rettangolare, un valore della resistenza pari a $0.85 f_d$ e trascurando la resistenza a trazione della muratura.

In alternativa, PCM prevede la possibilità di adottare per la muratura la legge di comportamento parabolico-rettangolare: il momento ultimo viene quindi calcolato attraverso l'elaborazione del dominio di resistenza N-M. Per gli elementi in muratura armata (sia in edifici nuovi, sia in murature esistenti rinforzate con armature), viene sempre utilizzato il diagramma parabola-rettangolo. Oltre ai risultati riportati in tabella, specifiche rappresentazioni grafiche di PCM evidenziano il dominio di resistenza ed i punti rappresentativi degli stati di sollecitazione sottoposti a verifica di sicurezza.

$f_d = f_k / \gamma_M$ è la resistenza a compressione di calcolo della muratura nuova. Per la muratura esistente, il parametro descrittivo del materiale è la resistenza a compressione media f_m , definita in base alla tipologia della muratura e ad opportuni fattori correttivi riguardanti le caratteristiche dell'organizzazione strutturale e degli eventuali interventi (§C8A.2, Tab.C8A.2.1). f_m sostituisce f_k nella formulazione di f_d ; inoltre, γ_M deve essere moltiplicato per il Fattore di Confidenza F_C (§8.5.4, §C.8.7.1.5, Tab.C8A.1), definito in input nei Parametri di Calcolo, e che normalmente assume i valori 1.35, 1.20, 1.00 rispettivamente per i livelli di conoscenza LC1, LC2, LC3 (si osservi che dal livello di conoscenza dipende anche il valore adottato per f_m).

Per le verifiche statiche viene utilizzato il coefficiente parziale di sicurezza γ_M definito in §4.5.6.1 (che assume valori compresi fra 2.0 e 3.0), il cui valore è specificato nei Parametri di Calcolo.

Si ha pertanto il seguente schema di valutazione della resistenza di calcolo (o: di progetto) f_d (analisi lineare):

Muratura nuova: da §7.8.2.2.1: $f_d = f_k / \gamma_M$.

Muratura esistente: è nota f_m (dipendente, fra l'altro, dal livello di conoscenza). Da §C.8.7.1.5: $f_d = f_m / \gamma_M / F_C$.

Le verifiche statiche a pressoflessione ortogonale con azioni da modello 3D, come le altre verifiche di resistenza statiche, sono condotte allo **stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV)**; non è infatti necessario eseguire verifiche statiche a stati limite di esercizio (§4.5.6.3). Le sollecitazioni di progetto derivano direttamente dall'analisi. Per i nuovi edifici è possibile che sia richiesta la **verifica di robustezza del progetto (§3.1.1)**: in tal caso, le sollecitazioni di progetto vengono determinate incrementando i valori del momento flettente risultanti dall'analisi di una quota pari all'1% dello sforzo normale (evitando le combinazioni di carico dove si considera l'azione del vento) moltiplicata - a favore di sicurezza, indipendentemente dalla sezione di verifica - per l'altezza (=luce deformabile in direzione ortogonale) dell'elemento.

Simbologia utilizzata nel software PCM:

N = numero progressivo dell'elemento murario

x Sez. = ascissa della sezione di verifica. La sezione indicata corrisponde alla verifica più sfavorevole lungo la luce deformabile dell'asta; nel caso sia stata scelta l'opzione di eseguire la verifica nella mezzeria della parete, la sezione si riferisce alla mezzeria della luce deformabile

P = forza assiale positiva se di compressione

fd = valore di calcolo (o: di progetto) della resistenza a compressione

Nu = sforzo normale ultimo = $0.85 f_d$

M = momento di calcolo

Mu = momento di collasso per pressoflessione = $(N t / 2) * (1 - N / N_u)$

C.Sic. = coefficiente di sicurezza dato dal rapporto M_u / M . La verifica è soddisfatta quando il coefficiente di sicurezza è ≥ 1

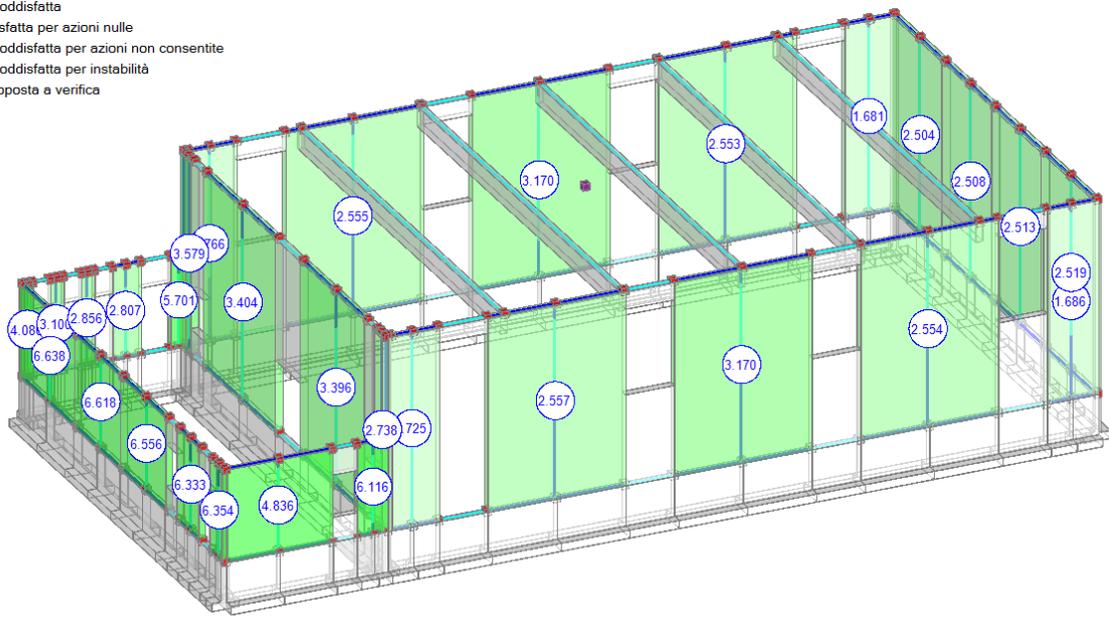
7. VERIFICA A PRESSOFLESSIONE ORTOGONALE (da modello 3D) (§4.5.6, §7.8.2.2.3) [SLV] - C.Sic: 1.681 (CCC ID 44)
(Analisi Statica Lineare NON Sismica: Inviluppo CCC)

N.	n/e	x Sez.	P	p	fk / fm	γ_M	fd	Nu	Mu	M	C.Sic.	ID
		(m)	(kN)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	* FC	(N/mm ²)	(kN)	(kN m)	(kN m)		CCC
1	e	3.625	57.86	0.102	5.200	3.65	1.427	691.19	7.95	4.61	1.725	42
4	e	3.625	708.70	0.463	5.200	3.65	1.427	1855.31	65.70	25.69	2.557	37
6	e	3.625	433.77	0.284	5.200	3.65	1.427	1855.31	49.85	15.72	3.170	40
11	e	3.625	710.39	0.464	5.200	3.65	1.427	1855.31	65.76	25.75	2.554	37
14	e	3.625	56.15	0.099	5.200	3.65	1.427	690.83	7.74	4.59	1.686	42
25	e	3.625	55.96	0.098	5.200	3.65	1.427	691.19	7.71	4.59	1.681	44
28	e	3.625	710.55	0.464	5.200	3.65	1.427	1855.31	65.76	25.76	2.553	37
30	e	3.625	433.80	0.284	5.200	3.65	1.427	1855.31	49.86	15.73	3.170	37
35	e	3.625	709.79	0.464	5.200	3.65	1.427	1855.31	65.74	25.73	2.555	37
38	e	3.625	59.24	0.104	5.200	3.65	1.427	691.19	8.12	4.60	1.766	44
49	e	3.625	41.67	0.164	5.200	3.65	1.427	308.49	5.41	1.51	3.579	38
53	e	3.625	374.23	0.215	5.200	3.65	1.427	2110.69	46.18	13.57	3.404	38

57	e	3.625	339.28	0.217	5.200	3.65	1.427	1891.69	41.76	12.30	3.396	40
60	e	3.625	17.76	0.091	5.200	3.65	1.427	236.46	2.46	0.90	2.738	41
67	e	1.725	60.87	0.189	5.200	3.65	1.427	390.16	6.42	1.05	6.116	40
70	e	1.725	62.03	0.063	5.200	3.65	1.427	1193.82	7.35	1.52	4.836	42
76	e	1.725	8.58	0.106	5.200	3.65	1.427	98.53	0.98	0.24	4.080	44
80	e	1.725	13.93	0.111	5.200	3.65	1.427	151.58	1.58	0.51	3.100	44
85	e	1.725	14.11	0.113	5.200	3.65	1.427	151.58	1.60	0.56	2.856	44
90	e	1.725	24.57	0.093	5.200	3.65	1.427	319.83	2.84	1.01	2.807	44
94	e	1.725	44.93	0.259	5.200	3.65	1.427	210.69	4.42	0.78	5.701	38
103	e	3.625	127.50	0.102	5.200	3.65	1.427	1509.71	17.51	6.95	2.519	43
106	e	3.625	122.80	0.102	5.200	3.65	1.427	1455.14	16.87	6.71	2.513	43
109	e	3.625	122.53	0.102	5.200	3.65	1.427	1455.14	16.83	6.71	2.508	43
112	e	3.625	126.63	0.102	5.200	3.65	1.427	1509.71	17.40	6.95	2.504	43
115	e	1.725	35.47	0.149	5.200	3.65	1.427	288.00	3.89	0.61	6.354	39
118	e	1.725	67.21	0.153	5.200	3.65	1.427	532.95	7.34	1.16	6.333	40
122	e	1.725	105.12	0.115	5.200	3.65	1.427	1104.09	11.89	1.81	6.556	40
129	e	1.725	97.48	0.105	5.200	3.65	1.427	1124.40	11.13	1.68	6.618	39
132	e	1.725	112.97	0.102	5.200	3.65	1.427	1346.31	12.94	1.95	6.638	39

Statica non sismica
 Statica lineare
 Dinamica modale
 Statica non lineare
 CCE
 CCC
 SLU: Combinazione 37
 Spostamenti
 Curva pressioni
 Diagrammi di stato
 Spost.
 Forze
 Masse
 Verifiche
 Pressofo. Ortog. 3D
 Lesioni: Corrente Tutte
 Coefficienti

- Verifica soddisfatta
- Verifica non soddisfatta
- Verifica soddisfatta per azioni nulle
- Verifica non soddisfatta per azioni non consentite
- Verifica non soddisfatta per instabilità
- Asta non sottoposta a verifica



1.10.2 VERIFICHE STATICHE – GEO

VERIFICHE STATICHE A STATO LIMITE DI TIPO GEOTECNICO (GEO): CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO E SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA (D.M.14.1.2008 (NTC08), §6.4.2.1)

PCM esegue automaticamente le verifiche allo stato limite ultimo di tipo geotecnico (GEO) (verifica di capacità portante del terreno e di scorrimento sul piano di posa) utilizzando l'Approccio 2 (§2.6.1), dove i coefficienti parziali definiti per le azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e la resistenza globale del sistema (R) assumono i valori (§6.4.2.1):

$$A1 + M1 + R3$$

Con questo approccio, sono incrementate le azioni (A), invariati i parametri geotecnici (M) e ridotta la resistenza (R).

A1 (tab. 6.2.I) definisce i coefficienti parziali per le azioni γ_F (distinti in: γ_{G1} , γ_{G2} , γ_P e γ_Q) già applicati nella generazione delle combinazioni di carico delle quali si esamineranno i risultati. Il campo di tensioni sul terreno generato da ognuna delle combinazioni di carico risulta quindi coerente con i valori dei γ_F indicati dalla Norma.

M1 (tab. 6.2.II) indica il coefficiente parziale per i materiali γ_M che deve essere applicato ai parametri geotecnici del terreno: tangente dell'angolo di resistenza al taglio, coesione efficace, resistenza non drenata, peso dell'unità di volume. Si ha: $\gamma_M=1.0$ (cioè: nessuna variazione dei parametri).

R3 (tab. 6.4.I) definisce il coefficiente parziale per la resistenza, pari a 2.3 per la capacità portante, e ad 1.1 per lo scorrimento sul piano di posa. Per la verifica di resistenza strutturale della trave di fondazione (stato limite STR) il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

Si ipotizza che il modello globale dell'edificio contenga sia le travi di fondazione sia la struttura in elevazione, e le sollecitazioni sono calcolate tenendo conto dell'interazione fra fondazioni e struttura sovrastante; le fondazioni sono schematizzate come aste su suolo elastico, e normalmente considerate rigide sotto i maschi e deformabili in corrispondenza delle aperture.

In Analisi Statica, le massime tensioni sul terreno (ottenute considerando le varie combinazioni di carico statiche) sono confrontate con la capacità portante (ridotta di 2.3); per la verifica a scorrimento, il taglio globale agente lungo una direzione viene confrontato con la resistenza a scorrimento (ridotta di 1.1).

I seguenti parametri: K Winkler, Base di appoggio, Capacità portante (q_{lim}): sono proprietà di ogni singola trave di fondazione e vengono definiti nei Dati Aste. Sia il coefficiente di sottofondo che la capacità portante possono infatti variare a causa delle diverse dimensioni geometriche delle travi di fondazioni. Dato comune a tutte le fondazioni è invece l'angolo d'attrito fondazione-terreno: δ_k , da cui: il coefficiente d'attrito ($tg \delta_k$).

Per la verifica Statica, le combinazioni di carico fondamentali utilizzate per le verifiche agli stati limite ultimi in analisi statica sono del tipo (§2.5.3):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_F \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

dove per i coefficienti γ_{G1} , γ_{G2} , γ_P e γ_Q si applica quando indicato in §2.6.1.

Simbologia utilizzata nel software PCM:

Verifica di capacità portante del terreno

N.asta = numero progressivo dell'asta (trave di fondazione, o trave su suolo elastico)

K Winkler = coefficiente di sottofondo della trave su suolo elastico

q_{lim} = capacità portante corrispondente all'asta, calcolata ad esempio con la formulazione di Terzaghi:

$$q_{lim} = c N_c + q_0 N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

essendo:

$c N_c$ = contributo della coesione lungo le superfici di rottura;

$q_0 N_q$ = effetto stabilizzante del terreno ai lati della fondazione sul piano di posa;

$\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$ = contributo della resistenza di attrito dovuta al peso del terreno del terreno all'interno delle superfici di scorrimento.

Rd = valore di progetto della resistenza = q_{lim} / γ_R

Nodo i = nodo iniziale dell'asta

sZ_i = spostamento verticale del nodo i

sT_i = tensione di contatto nel nodo i

Ed_i = valore di progetto dell'azione in corrispondenza del nodo i (tensione sul terreno risultante dal calcolo)

C.Sic. i = coefficiente di sicurezza, fornito dal rapporto: Rd / Ed_i . La verifica è soddisfatta quando il coefficiente di sicurezza è ≥ 1

Nodo j = nodo finale dell'asta

sZ_j = spostamento verticale del nodo j

sT_j = tensione di contatto nel nodo j

Ed_j = valore di progetto dell'azione in corrispondenza del nodo j (tensione sul terreno risultante dal calcolo)

C.Sic. j = coefficiente di sicurezza, fornito dal rapporto: Rd / Ed_j . La verifica è soddisfatta quando il coefficiente di sicurezza è ≥ 1

Verifica di scorrimento sul piano di posa

In corrispondenza di tutti i nodi di fondazione (nodi vincolati su suolo elastico), vengono rilevate le seguenti azioni (forze):

F orizz.X, F orizz. Y = reazioni orizzontali competenti al nodo.

F vert. = carico verticale corrispondente al nodo. Avendo risolto la struttura nel suo insieme (fondazioni+sovrastuttura), poiché il nodo su suolo elastico alla Winkler non fornisce la reazione verticale, è comunque possibile fare riferimento allo sforzo normale alla base del maschio; questa azione interna contiene già il contributo del peso proprio delle travi di fondazione, regolarmente considerato nelle condizioni di carico.

Per ognuna delle due direzioni orizzontali del sistema globale di riferimento X,Y vengono infine riportati i seguenti parametri:

Direz. = direzione di riferimento (X o Y)

F.orizz.tot. = taglio globale agente lungo la direzione di riferimento

F.vert.tot. = carico verticale complessivo agente sul piano di posa delle fondazioni

R = valore di calcolo della resistenza. La resistenza di progetto si ottiene moltiplicando il carico verticale totale per $tg \delta_k$

Ed = valore di progetto dell'azione, coincidente con il taglio globale nella direzione di riferimento

Rd = valore di progetto della resistenza. Il coefficiente d'attrito di progetto è dato da: $tg \delta_d = tg \delta_k / \gamma_\phi$, dove: $\gamma_\phi = 1$ (da tab. 6.2.II, colonna M1), applicando a $tg \delta_k$ il coefficiente parziale per $tg \phi$. Risulta quindi: $tg \delta_d = tg \delta_k$. La resistenza di progetto si ottiene moltiplicando il carico verticale totale per $tg \delta_d$ e dividendo per 1.1

C.Sic. = coefficiente di sicurezza, fornito dal rapporto: Rd / Ed . La verifica è soddisfatta quando il coefficiente di sicurezza è ≥ 1

8. VERIFICHE PER STATO LIMITE ULTIMO DI TIPO GEOTECNICO (§6.4.2.1) [SLV] - C.Sic: 1.755 (CCC ID 38)
 (Analisi Statica Lineare NON Sismica: Inviluppo CCC SLU)

VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO (§6.4.2.1) [SLV]
 (Analisi Statica Lineare NON Sismica: Inviluppo CCC SLU)

N.asta	K Winkler (N/mm^3)	q,lim (N/mm^2)	Rd	Nodo i	sZ,i (mm)	sT,i (N/mm^2)	Ed,i	C.Sic. i	Nodo j	sZ,j (mm)	sT,j (N/mm^2)	Ed,j	C.Sic. j	ID CCC
139	0.004	0.367	0.160	138	-1.87	0.072	0.072	2.213	1	-1.88	0.072	0.072	2.211	40
140	0.004	0.367	0.160	1	-1.88	0.072	0.072	2.211	153	-1.90	0.074	0.074	2.169	40
141	0.004	0.367	0.160	153	-1.90	0.074	0.074	2.169	154	-1.93	0.075	0.075	2.128	40
142	0.004	0.367	0.160	154	-1.93	0.075	0.075	2.128	5	-1.94	0.078	0.078	2.056	40
143	0.004	0.367	0.160	5	-1.94	0.078	0.078	2.056	7	-1.95	0.079	0.079	2.020	40
144	0.004	0.367	0.160	7	-1.95	0.079	0.079	2.020	12	-1.93	0.082	0.082	1.958	40
145	0.004	0.367	0.160	12	-1.93	0.082	0.082	1.958	10	-1.87	0.083	0.083	1.934	40
146	0.004	0.367	0.160	10	-1.87	0.083	0.083	1.934	13	-1.80	0.085	0.085	1.881	40
147	0.004	0.367	0.160	13	-1.80	0.085	0.085	1.881	18	-1.73	0.086	0.086	1.860	40
148	0.004	0.367	0.160	18	-1.73	0.086	0.086	1.860	16	-1.57	0.088	0.088	1.820	40
149	0.004	0.367	0.160	16	-1.57	0.088	0.088	1.820	19	-1.42	0.088	0.088	1.808	40
150	0.004	0.367	0.160	19	-1.42	0.088	0.088	1.808	24	-1.29	0.089	0.089	1.793	40
151	0.004	0.367	0.160	24	-1.29	0.089	0.089	1.793	22	-1.22	0.090	0.090	1.774	40
152	0.004	0.367	0.160	22	-1.22	0.090	0.090	1.774	135	-1.14	0.090	0.090	1.800	40
153	0.004	0.367	0.160	136	-1.14	0.091	0.091	1.755	27	-1.21	0.089	0.089	1.800	38
154	0.004	0.367	0.160	27	-1.21	0.089	0.089	1.800	155	-1.29	0.088	0.088	1.819	38
155	0.004	0.367	0.160	155	-1.29	0.088	0.088	1.819	156	-1.42	0.087	0.087	1.834	38
156	0.004	0.367	0.160	156	-1.42	0.087	0.087	1.834	31	-1.57	0.085	0.085	1.875	38
157	0.004	0.367	0.160	31	-1.57	0.085	0.085	1.875	33	-1.73	0.084	0.084	1.889	38
158	0.004	0.367	0.160	33	-1.73	0.084	0.084	1.889	38	-1.81	0.082	0.082	1.940	38
159	0.004	0.367	0.160	38	-1.81	0.082	0.082	1.940	36	-1.87	0.081	0.081	1.965	38
160	0.004	0.367	0.160	36	-1.87	0.081	0.081	1.965	39	-1.94	0.080	0.080	1.989	38
161	0.004	0.367	0.160	39	-1.94	0.080	0.080	1.989	44	-1.96	0.078	0.078	2.054	38
162	0.004	0.367	0.160	44	-1.96	0.078	0.078	2.054	42	-1.94	0.075	0.075	2.126	38
163	0.004	0.367	0.160	42	-1.94	0.075	0.075	2.126	45	-1.93	0.074	0.074	2.165	38
164	0.004	0.367	0.160	45	-1.93	0.074	0.074	2.165	50	-1.91	0.074	0.074	2.169	38
165	0.004	0.367	0.160	50	-1.91	0.074	0.074	2.169	48	-1.89	0.072	0.072	2.210	38
166	0.004	0.367	0.160	48	-1.89	0.072	0.072	2.210	139	-1.87	0.072	0.072	2.212	38
167	0.004	0.367	0.160	55	-1.86	0.072	0.072	2.214	53	-1.87	0.072	0.072	2.213	38
168	0.004	0.367	0.160	53	-1.87	0.072	0.072	2.213	139	-1.87	0.072	0.072	2.212	38
169	0.004	0.367	0.160	157	-1.81	0.073	0.073	2.182	57	-1.79	0.070	0.070	2.265	39
170	0.004	0.367	0.160	59	-1.85	0.073	0.073	2.176	55	-1.86	0.072	0.072	2.214	38
171	0.004	0.367	0.160	57	-1.82	0.071	0.071	2.261	59	-1.85	0.073	0.073	2.176	38
172	0.004	0.367	0.160	158	-1.85	0.072	0.072	2.215	62	-1.83	0.071	0.071	2.260	40
173	0.004	0.367	0.160	159	-1.80	0.073	0.073	2.182	157	-1.81	0.073	0.073	2.182	39
174	0.004	0.367	0.160	62	-1.78	0.070	0.070	2.266	159	-1.80	0.073	0.073	2.182	39
175	0.004	0.367	0.160	138	-1.87	0.072	0.072	2.213	66	-1.86	0.072	0.072	2.214	40
176	0.004	0.367	0.160	160	-1.86	0.072	0.072	2.214	158	-1.85	0.072	0.072	2.215	40
177	0.004	0.367	0.160	66	-1.86	0.072	0.072	2.214	160	-1.86	0.072	0.072	2.214	40
178	0.004	0.367	0.160	71	-1.84	0.071	0.071	2.257	69	-1.86	0.072	0.072	2.214	40
179	0.004	0.367	0.160	69	-1.86	0.072	0.072	2.214	138	-1.87	0.072	0.072	2.213	40
180	0.004	0.367	0.160	134	-1.74	0.066	0.066	2.406	74	-1.78	0.068	0.068	2.352	40
181	0.004	0.367	0.160	76	-1.83	0.071	0.071	2.259	71	-1.84	0.071	0.071	2.257	40
182	0.004	0.367	0.160	74	-1.78	0.068	0.068	2.352	76	-1.83	0.071	0.071	2.259	40
183	0.004	0.367	0.160	81	-1.74	0.068	0.068	2.359	79	-1.74	0.066	0.066	2.406	38
184	0.004	0.367	0.160	79	-1.74	0.066	0.066	2.406	137	-1.74	0.065	0.065	2.454	38
185	0.004	0.367	0.160	87	-1.77	0.068	0.068	2.355	84	-1.76	0.068	0.068	2.355	38
186	0.004	0.367	0.160	86	-1.76	0.068	0.068	2.356	81	-1.74	0.068	0.068	2.359	38
187	0.004	0.367	0.160	84	-1.76	0.068	0.068	2.355	86	-1.76	0.068	0.068	2.356	38
188	0.004	0.367	0.160	93	-1.80	0.069	0.069	2.306	90	-1.79	0.068	0.068	2.351	38
189	0.004	0.367	0.160	92	-1.79	0.069	0.069	2.308	87	-1.77	0.068	0.068	2.355	38
190	0.004	0.367	0.160	90	-1.79	0.068	0.068	2.351	92	-1.79	0.069	0.069	2.308	38
191	0.004	0.367	0.160	161	-1.84	0.072	0.072	2.217	96	-1.83	0.069	0.069	2.302	38
192	0.004	0.367	0.160	98	-1.81	0.071	0.071	2.261	93	-1.80	0.069	0.069	2.306	38
193	0.004	0.367	0.160	96	-1.83	0.069	0.069	2.302	98	-1.81	0.071	0.071	2.261	38
194	0.004	0.367	0.160	139	-1.87	0.072	0.072	2.212	101	-1.87	0.072	0.072	2.213	38
195	0.004	0.367	0.160	162	-1.86	0.072	0.072	2.214	161	-1.84	0.072	0.072	2.217	38
196	0.004	0.367	0.160	101	-1.87	0.072	0.072	2.213	162	-1.86	0.072	0.072	2.214	38
197	0.004	0.367	0.160	135	-1.14	0.090	0.090	1.780	105	-1.09	0.089	0.089	1.785	40
198	0.004	0.367	0.160	105	-1.09	0.089	0.089	1.785	163	-1.04	0.089	0.089	1.790	40
199	0.004	0.367	0.160	163	-1.04	0.089	0.089	1.790	108	-0.99	0.089	0.089	1.794	40
200	0.004	0.367	0.160	108	-0.99	0.089	0.089	1.794	164	-0.99	0.089	0.089	1.794	37
201	0.004	0.367	0.160	164	-0.99	0.089	0.089	1.794	111	-0.99	0.089	0.089	1.794	37
202	0.004	0.367	0.160	111	-0.98	0.089	0.089	1.794	165	-1.03	0.089	0.089	1.790	38
203	0.004	0.367	0.160	165	-1.03	0.089	0.089	1.790	114	-1.09	0.089	0.089	1.785	38
204	0.004	0.367	0.160	114	-1.09	0.089	0.089	1.785	136	-1.14	0.091	0.091	1.755	38
205	0.004	0.367	0.160	166	-1.73	0.066	0.066	2.408	116	-1.73	0.066	0.066	2.407	40
206	0.004	0.367	0.160	116	-1.73	0.066	0.066	2.407	134	-1.74	0.066	0.066	2.406	40
207	0.004	0.367	0.160	121	-1.68	0.066	0.066	2.415	119	-1.70	0.066	0.066	2.412	40
208	0.004	0.367	0.160	167	-1.71	0.066	0.066	2.410	166	-1.73	0.066	0.066	2.408	40
209	0.004	0.367	0.160	119	-1.70	0.066	0.066	2.412	167	-1.71	0.066	0.066	2.410	40
210	0.004	0.367	0.160	168	-1.64	0.067	0.067	2.374	124	-1.65	0.066	0.066	2.421	39
211	0.004	0.367	0.160	126	-1.67	0.067	0.067	2.370	121	-1.68	0.066	0.066	2.415	40
212	0.004	0.367	0.160	124	-1.64	0.066	0.066	2.422	126	-1.67	0.067	0.067	2.370	40
213	0.004	0.367	0.160	169	-1.66	0.067	0.067	2.371	129	-1.63	0.066	0.066	2.423	38
214	0.004	0.367	0.160	129	-1.64	0.066	0.066	2.421	168	-1.64	0.067	0.067	2.374	39
215	0.004	0.367	0.160	137	-1.74	0.065	0.065	2.454	132	-1.70	0.065	0.065	2.461	38
216	0.004	0.367	0.160	132	-1.70	0.065	0.065	2.461	169	-1.66	0.067	0.067	2.371	38

VERIFICA DI SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA (§6.4.2.1) [SLV] (CCC ID 38)
 (Analisi Statica Lineare NON Sismica: Inviluppo CCC SLU)

N.nodo	F orizz.X (kN)	F orizz.Y (kN)	F vert. (kN)
1	0.19	-4.67	93.43
5	2.17	-15.33	795.20
10	-0.41	-18.01	519.79
16	-2.06	-15.26	795.96
22	1.28	-4.60	92.06

27	-0.96	-2.31	94.48
31	2.02	-8.44	796.38
36	0.33	-11.31	520.58
42	-2.09	-8.82	796.38
48	0.03	-2.44	96.06
53	-0.03	-1.79	56.06
57	-0.26	-11.80	472.65
62	0.19	-10.50	420.56
66	0.02	-0.11	30.11
69	0.26	-1.18	67.78
74	-0.23	-2.79	96.26
79	0.08	-0.25	12.69
84	0.12	-0.49	19.89
90	0.10	-0.49	19.81
96	0.13	-0.70	35.60
101	-0.40	-0.50	49.61
105	0.02	-4.96	194.86
108	0.00	-4.63	189.71
111	-0.03	-4.63	191.37
114	-0.05	-4.96	200.08
116	-0.05	-0.35	41.50
119	-0.11	-0.05	77.64
124	-0.15	-0.56	129.20
129	-0.07	-0.47	122.27
132	0.00	-0.59	142.76

Direz.	F.orizz.tot. (kN)	F.vert.tot. (kN)	R (kN)	Ed (kN)	Rd (kN)	C.Sic.
X	0.04	7170.73	3192.62	0.04	2902.38	>> 1
Y	142.99	7170.73	3192.62	142.99	2902.38	>> 1

1.10.3 RIASSUNTO VERIFICHE STATICHE

Analisi Statica Lineare, NON Sismica: Sintesi risultati

Analisi Statica Lineare NON Sismica [§4.5.5]
Verifiche di sicurezza per Edifici in Muratura

SLU di salvaguardia della Vita (SLV)
 Verifiche di Resistenza

[§4.5.5] **Involuppo CCC**

PressoFlessione Complanare [§4.5.6]	5.071	100%
Taglio per Scorrimento [§4.5.6]	>> 1	100%
Taglio per Fessuraz. Diagonale [§4.5.6]	>> 1	100%
PressoFlessione Ortogonale (da modello 3D)	1.681	100%
PressoFlessione Ortogonale [§4.5.6.2]		
SL di tipo geotecnico (GEO): Capacità portante del terreno e Scorrimento sul piano di posa [§6.4.2.1]	1.755	



Il valore nel riquadro indica il valore di verifica dell'elemento peggiore, in rosso se < 1 o in verde se >1.

Il valore verde sulla destra indica la % di setti murari verificati.

1.10.4 VERIFICA SISMICA STATICA NON LINEARE – PUSHOVER – SANATORIA CON OPERE

VERIFICA SISMICA DI COMPATIBILITA' DEGLI SPOSTAMENTI (ANALISI PUSHOVER)

(D.M.14.1.2008 (NTC08), §7.3.4.1, §7.8.1.5.4, §C8.7.1.4)

Da §7.8.1.6: "(...) Nel caso di analisi statica non lineare, la verifica di sicurezza consiste nel confronto tra la capacità di spostamento ultimo della costruzione e la domanda di spostamento ottenute applicando il procedimento illustrato al §7.3.4.1. In ogni caso, per le costruzioni edifici in muratura ordinaria e per le costruzioni in muratura armata in cui non si sia applicato il criterio di gerarchia delle resistenze, nelle quali il rapporto tra il taglio totale agente sulla base del sistema equivalente ad un grado di libertà calcolato dallo spettro di risposta elastico e il taglio alla base resistente del sistema equivalente ad un grado di libertà ottenuto dall'analisi non lineare [§C.7.3.8: tale rapporto è definito come: $q^* = Se(T^*) m^* / Fy^*$] ecceda il valore 3.0, la verifica di sicurezza dovrà ritenersi non soddisfatta. La rigidità elastica del sistema bilineare equivalente si individua tracciando la secante alla curva di capacità nel punto corrispondente ad un taglio alla base pari a 0.7 volte il valore massimo (taglio massimo alla base). Il tratto orizzontale della curva bilineare si individua tramite l'uguaglianza delle aree sottese dalle curve tracciate fino allo spostamento ultimo del sistema."

In PCM, conformemente a §7.8.1.5.4, nello schema della muratura a telaio equivalente, i pannelli murari vengono caratterizzati da un comportamento bilineare elastico perfettamente plastico, con resistenza al limite elastico definita per mezzo della risposta flessionale o a taglio di cui ai punti §7.8.2.2 e §7.8.3.2. Il modello, ove non sia applicata l'ipotesi shear-type, tiene conto degli effetti connessi alla variazione delle forze verticali dovuta all'azione sismica e garantisce gli equilibri locali e globali. Qui di seguito si fornisce una descrizione dettagliata del procedimento di analisi statica non lineare.

Criteria generali:

Il concetto alla base dell'analisi sismica statica non lineare è che la capacità complessiva della struttura di sostenere le azioni sismiche può essere descritta dal comportamento della stessa sottoposta ad un sistema di forze statiche equivalenti incrementate fino a raggiungere il collasso, inteso come incapacità di continuare a sostenere i carichi verticali. 'Analisi pushover' significa 'analisi di spinta', intendendo appunto per 'spinta' l'applicazione delle forze orizzontali progressivamente incrementate.

Il sistema di forze in questione deve simulare in modo il più possibile realistico gli effetti di inerzia prodotti dal sisma nel piano orizzontale; essi, a loro volta, dipendono dalla risposta stessa della struttura, per cui il sistema di forze dovrebbe cambiare durante l'analisi: ciò corrisponde ad un adattamento della distribuzione delle forze al livello di danneggiamento (pushover adattivo).

La procedura può essere svolta attraverso una serie di analisi elastiche sequenziali sovrapposte dove il modello matematico della struttura (più precisamente la matrice di rigidità), viene continuamente aggiornato, per tener conto della riduzione di rigidità degli elementi che entrano in campo plastico.

La capacità di una struttura è pertanto rappresentata mediante una curva che ha come grandezze di riferimento il taglio alla base e lo spostamento di un punto di controllo dell'edificio (ad esempio: punto in copertura, generalmente coincidente con il baricentro, o a 2/3 dell'altezza).

Attraverso l'equivalenza dinamica tra sistema a più gradi di libertà (M-GDL) e sistema a 1 grado di libertà (1-GDL), la curva di capacità così ottenuta viene ricondotta ad un legame tipico di un oscillatore non lineare ad un grado di libertà, rendendo possibile un diretto confronto con la domanda sismica rappresentata in termini di spettro di risposta.

Sinteticamente, quindi, il metodo pushover è basato su un processo incrementale che simula la spinta orizzontale di forze statiche, equivalenti al sisma, su una struttura. Dopo ogni incremento del sistema di forze applicate, si verificano le condizioni dei componenti della struttura e si effettuano gli opportuni aggiornamenti del modello. L'analisi si arresta quando vengono raggiunte particolari condizioni limite.

Il metodo numerico implementato in PCM è un algoritmo di calcolo dedicato, secondo una traccia metodologica derivata dall'opera: G. C. Beolchini, G. Di Pasquale, L. Gizzarelli: La valutazione delle prestazioni sismiche di strutture esistenti in cemento armato: indicazioni dalle Linee Guida NEHRP, Roma, Dicembre 2002 (volume in download da: <http://ssn.protezionecivile.it/RT/rtindex.html>) e definita dal documento 'ATC 40'. In tale ambito, seguendo NTC08, agli elementi murari viene attribuito comportamento bilineare elastico-perfettamente plastico, quindi con rigidità costante nella fase elastica, e nulla nella fase plastica.

Distribuzione di Forze:

L'analisi statica non lineare (analisi pushover) è caratterizzata da un sistema di forze statiche orizzontali applicate a livello dei solai, crescenti proporzionalmente: nel caso di distribuzione fissa, in modo tale da mantenere costante il rapporto fra le forze ai diversi piani; in caso di distribuzione adattiva, il rapporto fra le forze viene modificato in base all'aggiornamento dell'analisi modale.

L'analisi statica non lineare viene eseguita con una delle seguenti distribuzioni di forze:

Gruppo 1 (distribuzioni principali)

FISSE: i rapporti fra le forze orizzontali restano fissi nel corso del processo incrementale:

(A) ("triangolare") Forze proporzionali a quelle da utilizzarsi per l'analisi statica lineare

(B) (uni-modale) Forze modali, proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrazione.

La forma modale sarà in generale diversa nella direzione X e nella direzione Y: quindi quando si parla di primo modo [sia per la distribuzione C) sia per la E)], si deve intendere il primo modo secondo X, per l'analisi X; il primo modo secondo Y, per l'analisi Y. Questo è importante nelle analisi 3D (mentre nelle 2D la questione è ininfluente, perché il primo modo si riferirà all'unica direzione orizzontale del piano verticale 2D considerato).

Per riconoscere se il modo è secondo X o secondo Y si controlla se la massa modale efficace secondo X è $>$ o $<$ di quella secondo Y.

(C) (multi-modale) Forze corrispondenti alla distribuzione delle forze modali calcolate con analisi dinamica lineare, tenendo conto di tutti i modi considerati

(D) (multi-modale) Forze modali, proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente ad una forma modale equivalente, tenendo conto di tutti i modi considerati

Gruppo 2 (distribuzioni secondarie)

(E) (uniforme) Forze proporzionali alle masse

ADATTIVE: la distribuzione di forze viene aggiornata ad ogni evoluzione di rigidità, previa riesecuzione dell'analisi modale:

(F) (uni-modale) Forze modali, proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrazione

(G) (multi-modale) Forze corrispondenti alla distribuzione delle forze modali calcolate con analisi dinamica lineare, tenendo conto di tutti i modi considerati

(H) (multi-modale) Forze modali, proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente ad una forma modale equivalente, tenendo conto di tutti i modi considerati

Le distribuzioni (A)(B)(C) del Gruppo 1 e (E)(F)(G) del Gruppo 2 sono espressamente citate in §7.3.4.1. Le distribuzioni (D)(H) possono essere considerate distribuzioni multi-modali, alternative o complementari alle (C)(G).

Per edifici in muratura nuovi, con impalcati rigidi, si considereranno almeno una distribuzione del Gruppo 1 e almeno una del Gruppo 2, con le limitazioni previste: (A) e (B) sono applicabili solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha massa

partecipante non inferiore al 60% (§7.8.1.5.4); (C) solo se il periodo fondamentale è superiore a TC.

Per edifici in muratura esistenti, potranno essere utilizzate le distribuzioni (A)(E) indipendentemente dalla massa partecipante del primo modo (§C8.7.1.4).

Le distribuzioni (C)(G) dipendono dalle forze spettrali: pertanto, poichè a SLD (di danno) e SLV (ultimo) corrispondono due distinti spettri di risposta, l'analisi pushover si differenzia fra i due stati limite; ognuna delle due verifiche a SLD e SLV si effettua nel corrispondente diagramma. Per tutte le altre distribuzioni, il diagramma pushover SLD e SLV è coincidente, ed in esso sono eseguite

Direzioni di analisi:

L'analisi deve essere condotta nelle due direzioni ortogonali di riferimento (X e Y).

- **ANALISI PIANE (2D):** gli edifici vengono scomposti in singoli telai, p.es. un telaio rappresentativo in direzione X (analisi statica non lineare in direzione X), ed un telaio rappresentativo in direzione Y (analisi statica non lineare in direzione Y).

- **ANALISI SPAZIALI (3D):** considerando il modello nel suo complesso (modello tridimensionale dell'edificio) l'analisi è condotta separatamente prima secondo X, e poi secondo Y.

In generale le strutture non sono simmetriche, per cui le analisi dovranno essere condotte anche secondo -X e secondo -Y.

In modelli 3D, dove si eseguono analisi X e analisi Y, la combinazione degli effetti nelle due direzioni orizzontali non deve essere applicata (§7.3.5).

Algoritmo di calcolo implementato in PCM

ANALISI STATICA NON SISMICA (ANALISI DI GRAVITA')

0. Analisi statica non sismica, con **Combinazione di tipo sismico dei carichi verticali**.

Secondo §3.2.4, gli effetti statici da sommare agli effetti sismici sono forniti dalla seguente combinazione:

$$G,1 + G,2 + P + \Sigma(\psi_{2,j} * Q_{k,j})$$

ANALISI SISMICA INCREMENTALE

Per ogni DISTRIBUZIONE DI FORZE da processare:

esecuzione di una serie di analisi statiche non lineari. Vengono svolte:

3D) al massimo 4 analisi: +X, -X, +Y, -Y; per simmetria in dir.X non c'è -X; per simmetria in dir.Y non c'è -Y

2D) al massimo 2 analisi: +X, -X; per simmetria in dir.X non c'è -X

Per le distribuzioni (C) e (G), dipendenti dalle forze spettrali, devono essere eseguite distintamente le due analisi SLV e SLD, ed ognuno dei due stati limite genererà un diagramma forza-spostamento; alle altre distribuzioni compete un unico diagramma sul quale vengono considerati sia SLV che SLD.

- Una data analisi si articola nei seguenti passi:

Inizio Loop (=Ciclo incrementale) con incremento progressivo del Taglio alla Base

1. Determinazione delle forze (secondo la distribuzione corrente) dovute all'incremento di taglio alla base

2. Analisi sismica statica equivalente, nella sola direzione corrente (X o Y), con forze orizzontali correnti

3. Noti gli incrementi di spostamento e di azioni interne, si calcolano i valori complessivi, sommandoli ai valori complessivi del passo precedente

4. Archiviazione punto della curva di capacità (Spostamento punto di controllo - Taglio globale alla base)

5. Verifiche della muratura. [La procedura esegue sempre automaticamente l'individuazione autocorrettiva del limite elastico. Se con l'incremento del ciclo corrente si oltrepassa il punto di crisi di un elemento, è possibile diminuire l'incremento e tornare all'inizio del ciclo corrente. Questa procedura viene seguita solo se si è scelto l'incremento di taglio autocorrettivo nei Parametri di Calcolo.]

6. Se richiesto dai Parametri di Calcolo, si archivia tutta la configurazione strutturale (con le verifiche murarie)

7. Se il modello deve essere aggiornato (alcuni elementi sono passati da verifica soddisfatta a non):

7.1. Aggiornamento matrice rigidezze

7.2. Fattorizzazione della matrice delle rigidezze aggiornata

7.3. Se la matrice è singolare (non più invertibile): struttura labile, esce dal Loop

7.4. In caso di forma modale: riesecuzione Analisi Modale con aggiornamento distribuzione forze

8. Se uno o più elementi collassano, occorre ripartire dal punto 0. costruendo una nuova curva di capacità (sottocurva) dell'analisi corrente, che tenga conto fin dall'inizio degli elementi collassati e della diminuzione di rigidezza degli elementi plasticizzati anche se non ancora collassati. Si riesegue quindi l'Analisi di Gravità, seguita di nuovo dal Loop. La costruzione delle sottocurve successive termina quando sopraggiunge la condizione di labilità che fa uscire dal Loop

Termine Loop

9. Esame della curva di capacità; definizione di punti notevoli

10. Verifica di sicurezza con oscillatore elastoplastico equivalente

Risultati dell'elaborazione per l'analisi pushover:

Le curve di capacità della struttura reale analizzata (sistema a più gradi di libertà: M-GDL) vengono rappresentate in diagrammi che riportano in ascisse lo Spostamento del punto di controllo, ed in ordinate il Taglio globale alla base. Per ogni curva, attraverso le relazioni di equivalenza dinamica, riportate al punto §C7.3.4.1, viene definita la corrispondente curva del sistema ad 1 grado di libertà equivalente 1-GDL, e successivamente il diagramma bilineare, attraverso il quale è possibile definire la domanda sismica (=spostamento richiesto secondo lo spettro di risposta) del sistema 1-GDL, ricondotta infine alla domanda per il sistema M-GDL.

Le verifiche di compatibilità degli spostamenti per il sistema reale M-GDL consistono nel confronto tra la domanda sismica e la capacità deformativa della struttura.

Per il calcolo della domanda sismica, l'espressione degli spettri di risposta elastico $S_e(T)$ e degli spettri di progetto per SLV e SLD è fornita in §3.2.3.

Lo spettro di risposta elastico in termini di spostamento è dato da: $S_{De}(T_s) = S_e(T_s) * (T / 2\pi)^2$ (§3.2.3.2.3).

Sulla curva pushover (diagramma forza-spostamento), lo **Stato Limite di Danno** SLD è identificato con il punto caratterizzato dallo spostamento minore tra quello corrispondente al raggiungimento della massima forza e quello per il quale lo spostamento relativo fra due punti sulla stessa verticale appartenenti a piani consecutivi eccede i valori riportati in §7.3.7.2 (per muratura ordinaria: 3 per mille dell'altezza di piano); lo **Stato Limite Ultimo** SLV coincide con il punto caratterizzato dallo spostamento corrispondente ad una riduzione della forza non superiore al 20% del massimo (§C7.8.1.5.4).

Per ogni diagramma pushover ed ogni stato limite analizzato, il risultato della verifica è esprimibile sotto forma di un **Coefficiente di Sicurezza**, dato dal rapporto fra capacità e domanda. La verifica è soddisfatta quando il coefficiente di sicurezza è ≥ 1 (la struttura è in grado di sostenere lo spostamento richiesto dall'evento sismico).

Per gli edifici in muratura, generalmente molto rigidi, la verifica di resistenza (stato limite ultimo) è più impegnativa rispetto alla verifica di deformabilità (stato limite di danno); per tale motivo, in generale la verifica allo stato limite ultimo fornisce coefficienti di sicurezza minori rispetto allo stato limite di danno.

I risultati di PCM riportano inoltre la capacità della struttura in termini di PGA: **PGA,CLV** e **PGA,DLV**, valori di massima accelerazione al suolo consentita dall'edificio, definita dal valore in corrispondenza del quale vengono raggiunti, rispettivamente, lo stato limite ultimo

SLV e lo stato limite di danno SLD. Unitamente al valore PGA, sono forniti il corrispondente periodo di ritorno TR e la probabilità di superamento P, VR relativa al periodo di riferimento VR. Il calcolo della capacità della struttura viene effettuato tramite un ciclo iterativo condotto sul periodo di ritorno TR: si varia il valore di TR fra gli estremi 30 e 2475 anni (estremi previsti dalla Normativa), ricercando il periodo di ritorno cui corrisponde la massima accelerazione a,g tale da soddisfare la verifica di sicurezza. Per soddisfare la verifica di sicurezza vengono considerate due condizioni contemporanee:

- 1) la domanda di spostamento (dipendente dallo spettro, e quindi dai valori di TR, ag e altri parametri correlati) deve essere <= della capacità di spostamento definita dalla curva pushover;
- 2) il valore di $q^* = Se(T^*) m^* / Fy^*$ deve essere <= 3.0.

Qualora la verifica di sicurezza sia soddisfatta per TR=2475 anni, la capacità della struttura viene qualificata con TR>=2475 anni (il D.M. 14.1.2008, nell'Allegato A dispone che nell'analisi siano considerati solo valori di TR compresi fra 30 e 2475 anni). Analogamente, se la verifica di sicurezza non è soddisfatta per TR=30 anni, la capacità della struttura viene qualificata con TR<=30 anni; i limiti assunti per PGA corrispondono ai limiti minimo e massimo di TR, secondo le corrispondenze definite dal reticolo di riferimento (Tab. 1, All.A al D.M. 14.1.2008).

Si osservi che a,g indica l'accelerazione al suolo su suolo rigido, mentre PGA può essere stata definita - nei Parametri di Calcolo - come a,g oppure come accelerazione al suolo tenendo conto degli effetti di suolo: il risultato in termini di PGA dipende quindi dal significato attribuito a PGA.

L'analisi statica non lineare eseguita da PCM fornisce inoltre il valore del **fattore di struttura q** (§7.8.1.3), attraverso il calcolo del rapporto $\alpha u/\alpha 1$ dove:

$\alpha 1$ = moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, il primo pannello murario raggiunge la sua resistenza ultima (a taglio o a pressoflessione);

αu = 90% del moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, l'edificio raggiunge la massima forza resistente.

I valori del fattore di struttura sono i seguenti:

- per edifici nuovi: $q = q_0 KR$ (§7.3.1), dove:

per costruzioni in muratura ordinaria: $q_0 = 2.0 \alpha u/\alpha 1$; per costruzioni in muratura armata: $q_0 = 2.5 \alpha u/\alpha 1$; per costruzioni in muratura armata progettati secondo il criterio di Gerarchia delle Resistenze: $q_0 = 3.0 \alpha u/\alpha 1$. $KR=1$ per edifici regolari in altezza; 0.8 altrimenti. In ogni caso, $\alpha u/\alpha 1$ non può essere assunto maggiore di 2.5.

RISULTATI ANALISI SISMICA STATICA NON LINEARE (PUSHOVER)

Azione Sismica

Struttura:

Vita Nominale VN (anni) = 50
 Classe d'uso: III
 Coefficiente d'uso CU = 1.5
 Periodo di riferimento per l'azione sismica VR=VN*CU (anni) = 75

Pericolosità:

Ubicazione del sito:

Longitudine ED50 (gradi sessadecimali) = 11.4272
 - Latitudine ED50 (gradi sessadecimali) = 44.9842
 Tipo di interpolazione: superficie rigata [SCA]

Valori dei parametri ag, Fo, TC* per i periodi di ritorno TR di riferimento

(dagli Studi di pericolosità sismica del sito di ubicazione dell'edificio [cfr.Tab.1 All.B al D.M.14.1.2008]):

TR (anni)	a,g (*g)	Fo	TC* (sec)
30	0.033	2.561	0.227
50	0.039	2.592	0.270
72	0.044	2.559	0.288
101	0.051	2.544	0.293
140	0.059	2.533	0.303
201	0.069	2.508	0.302
475	0.096	2.564	0.305
975	0.123	2.593	0.305
2475	0.167	2.568	0.326

Per periodi di ritorno TR<30 anni [cfr. DPC-Reluis, CNR-ITC]:

$ag(TR) = K * TR^\alpha$, dove:
 $K = 0.009759802$, $\alpha = 0.353950833$

Stati Limite:

PVR (%) Probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR per ciascun Stato Limite (Tab.3.2.i)

SLE: SLO 81
 SLE: SLD 63
 SLU: SLV 10
 SLU: SLC 5

ag(g) Fo Tc*(sec) e altri parametri di spettro per i periodi di ritorno TR associati a ciascun Stato Limite [§3.2.3]

Stato limite	TR (anni)	a,g (*g)	Fo	TC* (sec)	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)
SLO	45	0.038	2.586	0.261	1.500	0.142	0.427	1.752
SLD	75	0.045	2.557	0.289	1.500	0.152	0.457	1.780
SLV	712	0.110	2.580	0.305	1.500	0.158	0.474	2.040
SLC	1462	0.140	2.582	0.314	1.483	0.161	0.483	2.160

Suolo:

Categoria di sottosuolo e Condizioni topografiche:

Categoria di sottosuolo: C
 Categoria topografica: T1
 Rapporto quota sito / altezza rilievo topografico = 0
 Coefficiente di amplificazione topografica ST = 1

PGA:

Definizione di PGA: Accelerazione su roccia (analoga ad ag)

Microzonazione:

Fattore di suolo SS da microzonazione sismica: no

Componenti:

Spettro di risposta: componente orizzontale:

SLE: Smorzamento viscoso (ξ) (%) = 5

$\eta = [10 / (5 + \xi)] = 1$

SLU: Rapporto $\alpha_u / \alpha_1 = 1.4$

Regolarità in altezza: no

SLU: Fattore di struttura = 2.1 => $\eta = 1/q = 0.476$

Spettro di risposta: componente verticale:

SS=1.000, S=1.000, TB=0.050 sec, TC=0.150 sec, TD=1.000 sec, $\xi = 5\%$ ($\eta = 1.000$), $q = 1.500$ ($\eta = 1/q = 0.667$)

SLU DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) - DISTR.FORZE (A) - DIREZIONE: +X

Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 534057.30

Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 2037.66

Peso sismico totale W (kN) = 3789.96

Massa sismica totale M (k*kgm) = 386.469

Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.538

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,M-GDL (kN) = 1630.13

Punto di controllo ubicato al 1° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = 0.00

- al limite ultimo: dc,SLV,M-GDL = 14.25, di cui dovuto alle forze orizzontali = 14.25

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con le sole masse traslazionali nella direzione di analisi;

per ogni piano, risultano i seguenti parametri (elencati nel seguito):

- completamente rigido: è tale un piano rigido (quindi con relazione master-slave)

al quale non appartenga nessuna massa non riferita al nodo master. In tal caso,

la massa di piano coincide con la massa concentrata nel nodo master

e lo spostamento di piano è esattamente lo spostamento del nodo master;

- masse di piano m_i traslazionali;

- corrispondenti spostamenti modali ϕ_i secondo il modo principale

nella direzione di analisi (X): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 9

con massa modale efficace (in direzione X) pari a: 74.3%

(i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidezze utilizzate in analisi pushover,

che possono differire dalle rigidezze considerate in analisi modale. In Analisi Modale

le rigidezze considerate corrispondono al parametro %K,elast dei dati Aste e tengono quindi

conto dell'eventuale rigidezza fessurata (%K,elast < 100%); in Analisi Pushover al tipo di

comportamento scelto per i maschi murari corrispondono rigidezze iniziali elastiche,

ignorando quindi le rigidezze fessurate cioè assumendo %K,elast=100% per tutte le aste);

- piano del Punto di Controllo (scelto a priori)

- spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento del punto di controllo

(nel caso di piano deformabile, la massa di piano coincide con la somma delle masse di piano

e lo spostamento del baricentro è dato dalla distanza fra il baricentro delle masse spostate

-secondo la forma modale- ed il baricentro delle masse nella configurazione indeformata):

Piano	Compl. rigido	Massa (k*kgm)	Spostamento (mm)	Punto di controllo	Spostamento normalizzato
1		386.47	43.84	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa $m^* = \Sigma(m_i \cdot \phi_i^2)$ (k*kgm) = 386.47

Coefficiente di partecipazione $\Gamma = \Sigma(m_i \cdot \phi_i) / \Sigma(m_i \cdot \phi_i^2) = 1.000$

Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,1-GDL = (F,Max,M-GDL / Γ) (kN) = 2037.66

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = 1630.13

Spostamento a SLV (Stato limite ultimo): d,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = 14.25

Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F,Max,1-GDL (kN) = 1426.36

Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 497319.50 (=93.121% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.175

Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = 3.87

forza Fy^* (kN) = 1922.39

Stato Limite SLV e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V,R = 10\%$

Da PVR e V,R , per SLV risulta definito il valore di T,R (§ All. a)

attraverso la relazione: $T,R = -V,R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri ag, Fo, TC^* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLV

e: SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv [§3.2.3], dove:

ag = accelerazione orizzontale massima al sito,

Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,

TC^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,

SS = coefficiente di sottosuolo;

CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;

S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;

TB, TC, TD = periodi di spettro;

Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR	a, g	Fo	TC*	SS	CC	S	TB	TC	TD	Fv
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLU - SLV	712	0.110	2.580	0.305	1.500	1.554	1.500	0.158	0.474	2.040	1.155

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.426 \text{ g}$
 - in spostamento: $d^*, e, \max = S_d(T^*) \text{ (mm)} = 3.24$
 - forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^* \text{ (kN)} = 1613.39$
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
 - forza di snervamento $Fy^* \text{ (kN)} = 1922.39$
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)
- Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 0.839$

Controllo su q^* secondo §7.8.1.6

$q^* \leq 3.0$: la verifica di sicurezza (confronto tra capacità e domanda) può essere eseguita.
 $q^* \leq 1$, e quindi: $d^*, \max = d^*, e, \max$ (§7.3.4.1)

Nota su q^*

q^* è funzione di due componenti:

- proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
 - spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione ag in input:
il valore di q^* sopra riportato corrisponde quindi ad ag in input.
- Se $q^* > 3.0$, la verifica di sicurezza non è soddisfatta, indipendentemente dal rapporto tra capacità e domanda. Il valore di ag sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio = ag sostenibile / ag in input), verrà calcolato considerando un valore di ag , cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:
- $q^* \leq 3.0$
 - capacità \geq domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico: $d^*, \max \text{ (mm)} = 3.24$

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*, \max \text{ (mm)} = 3.24$

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §7.3.4.1 - §7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento (mm) = 3.24
 Capacità di spostamento a SLV (mm) = 14.25

Rapporto Capacità/Domanda = 4.393: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) $\geq 0.167 \text{ g}$
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLV = 2475 anni.
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 2.985 %
 (rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV minori,
 e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

Riepilogo per SLV

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Domanda	712	0.110	10.0
Capacità	2475	0.167	3.0

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):
 - in termini di PGA: $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} (= \text{PGA in input per SLV}) = 0.167/0.110 = 1.518$
 - in termini di TR: $\alpha, V = \text{TR,CLV} / \text{TR,DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 2475/712 = 3.476$

Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

- capacità \geq domanda (in termini di spostamento);
- $q^* \leq 3.0$ (§7.8.1.6).

L'analisi statica non lineare fornisce il valore dell'Indicatore di Rischio Sismico per la Resistenza nel piano (verifiche di sicurezza a pressoflessione complanare e a taglio) e la Deformazione nel piano (controllo delle deformazioni limite);
 le verifiche ed i controlli sugli spostamenti vengono eseguite nel corso dell'analisi, e la capacità calcolata ha valore complessivo (le pareti resistenti nel loro insieme).
 Relativamente agli altri meccanismi resistenti:

- Resistenza fuori piano (verifiche a pressoflessione ortogonale):
se le verifiche corrispondenti sono svolte durante il procedimento non lineare, si può ritenere che la capacità calcolata dall'analisi pushover comprenda anche il comportamento fuori piano, altrimenti si farà riferimento ai risultati di un'analisi sismica lineare (statica o dinamica) svolta con il fattore di struttura 'q' calcolato in pushover;
- Capacità limite del terreno (verifiche in fondazione, geotecniche e di resistenza):
in generale si farà riferimento ad un'analisi lineare con fattore 'q' calcolato in pushover;
- Cinematismi (edifici esistenti: ribaltamenti, collassi fuori piano): vengono studiati nell'ambito dei meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. §8A.4).

Calcolo del Fattore di Struttura 'q' (§7.8.1.3 - §8.7.1.2):

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 322.66
 90% del Taglio massimo (kN) = 1833.89
 Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ calcolato = 5.684
 Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ effettivo = 2.500
 Edificio non regolare in altezza: $q = 3.750$

SLV DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) - DISTR. FORZE (A) - DIREZIONE: -X

Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 534047.00
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -2165.63
 Peso sismico totale W (kN) = 3789.96
 Massa sismica totale M (k*kgm) = 386.469
 Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.571
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,M-GDL (kN) = -1732.50

Punto di controllo ubicato al 1° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):
 - iniziale = 0.00
 - al limite ultimo: dc,SLV,M-GDL = -12.01, di cui dovuto alle forze orizzontali = -12.01

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con le sole masse traslazionali nella direzione di analisi; per ogni piano, risultano i seguenti parametri (elencati nel seguito):

- completamente rigido: è tale un piano rigido (quindi con relazione master-slave) al quale non appartenga nessuna massa non riferita al nodo master. In tal caso, la massa di piano coincide con la massa concentrata nel nodo master e lo spostamento di piano è esattamente lo spostamento del nodo master;
- masse di piano m, i traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali ϕ, i secondo il modo principale nella direzione di analisi (X): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 9 con massa modale efficace (in direzione X) pari a: 74.3% (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidezze utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidezze considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidezze considerate corrispondono al parametro %K,elast dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidezza fessurata (%K,elast < 100%); in Analisi Pushover al tipo di comportamento scelto per i maschi murari corrispondono rigidezze iniziali elastiche, ignorando quindi le rigidezze fessurate cioè assumendo %K,elast=100% per tutte le aste);
- piano del Punto di Controllo (scelto a priori)
- spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento del punto di controllo (nel caso di piano deformabile, la massa di piano coincide con la somma delle masse di piano e lo spostamento del baricentro è dato dalla distanza fra il baricentro delle masse spostate -secondo la forma modale- ed il baricentro delle masse nella configurazione indeformata):

Piano	Compl. rigido	Massa (k*kgm)	Spostamento (mm)	Punto di controllo	Spostamento normalizzato
1		386.47	43.84	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa $m^* = \Sigma(m, i \cdot \phi, i)$ (k*kgm) = 386.47
 Coefficiente di partecipazione $\Gamma = \Sigma(m, i \cdot \phi, i) / \Sigma(m, i \cdot \phi, i^2) = 1.000$

Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,1-GDL = (F,Max,M-GDL / Γ) (kN) = -2165.63
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = -1732.50
 Spostamento a SLV (Stato limite ultimo): d,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = -12.01

Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F,Max,1-GDL (kN) = -1515.94
 Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 505459.50 (=94.647% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
 Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.174
 Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = -3.87
 forza Fy^* (kN) = -1957.49

Stato Limite SLV e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):
 PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V, R = 10\%$
 Da PVR e V, R , per SLV risulta definito il valore di T, R (§ All. a) attraverso la relazione: $T, R = -V, R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri ag, Fo, TC^* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLV e: SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv [§3.2.3], dove:
 ag = accelerazione orizzontale massima al sito,
 Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,
 TC^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,
 SS = coefficiente di sottosuolo;
 CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;
 S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;
 TB, TC, TD = periodi di spettro;
 Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR (anni)	a, g (*g)	Fo	TC* (sec)	SS	CC	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	Fv
SLV - SLV	712	0.110	2.580	0.305	1.500	1.554	1.500	0.158	0.474	2.040	1.155

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.426 \text{ g}$
 - in spostamento: $d^*,e,max = S_{De}(T^*) \text{ (mm)} = -3.19$
 - forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^* \text{ (kN)} = 1613.39$
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
 - forza di snervamento $Fy^* \text{ (kN)} = -1957.49$
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)
 Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 0.824$

Controllo su q^* secondo §7.8.1.6

$q^* \leq 3.0$: la verifica di sicurezza (confronto tra capacità e domanda) può essere eseguita.
 $q^* \leq 1$, e quindi: $d^*,max = d^*,e,max$ (§C7.3.4.1)

Nota su q^*

q^* è funzione di due componenti:
 1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
 2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione a_g in input:
 il valore di q^* sopra riportato corrisponde quindi ad a_g in input.
 Se $q^* > 3.0$, la verifica di sicurezza non è soddisfatta, indipendentemente dal rapporto tra capacità e domanda. Il valore di a_g sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio = a_g sostenibile / a_g in input), verrà calcolato considerando un valore di a_g , cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:
 a) $q^* \leq 3.0$
 b) capacità \geq domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico: $d^*,max \text{ (mm)} = -3.19$

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max \text{ (mm)} = -3.19$

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento (mm) = -3.19
 Capacità di spostamento a SLV (mm) = -12.01

Rapporto Capacità/Domanda = 3.764: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) $\geq 0.167 \text{ g}$ corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR,CLV = 2475$ anni. Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 75$ anni, ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 2.985 \%$ (rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare: in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV minori, e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

Riepilogo per SLV

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Domanda	712	0.110	10.0
Capacità	2475	0.167	3.0

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):
 - in termini di PGA: $\alpha,V = PGA,CLV / PGA,DLV (=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.167/0.110 = 1.518$
 - in termini di TR: $\alpha,V = TR,CLV / TR,DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 2475/712 = 3.476$

Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:
 a) capacità \geq domanda (in termini di spostamento);
 b) $q^* \leq 3.0$ (§7.8.1.6).
 L'analisi statica non lineare fornisce il valore dell'Indicatore di Rischio Sismico per la Resistenza nel piano (verifiche di sicurezza a pressoflessione complanare e a taglio) e la Deformazione nel piano (controllo delle deformazioni limite); le verifiche ed i controlli sugli spostamenti vengono eseguite nel corso dell'analisi, e la capacità calcolata ha valore complessivo (le pareti resistenti nel loro insieme).
 Relativamente agli altri meccanismi resistenti:
 - Resistenza fuori piano (verifiche a pressoflessione ortogonale):
 se le verifiche corrispondenti sono svolte durante il procedimento non lineare, si può ritenere che la capacità calcolata dall'analisi pushover comprenda anche il comportamento fuori piano, altrimenti si farà riferimento ai risultati di un'analisi sismica lineare (statica o dinamica) svolta con il fattore di struttura ' q ' calcolato in pushover;
 - Capacità limite del terreno (verifiche in fondazione, geotecniche e di resistenza):
 in generale si farà riferimento ad un'analisi lineare con fattore ' q ' calcolato in pushover;
 - Cinematismi (edifici esistenti: ribaltamenti, collassi fuori piano): vengono studiati nell'ambito dei meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. §C8A.4).

Calcolo del Fattore di Struttura ' q ' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = -306.80
 90% del Taglio massimo (kN) = -1949.06
 Rapporto $\alpha,u/\alpha,1$ calcolato = 6.353
 Rapporto $\alpha,u/\alpha,1$ effettivo = 2.500
 Edificio non regolare in altezza: $q = 3.750$

SLU DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) - DISTR. FORZE (A) - DIREZIONE: +Y

Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 17238.76
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 496.02
 Peso sismico totale W (kN) = 3789.96
 Massa sismica totale M (k*kgm) = 386.469
 Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.131
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,M-GDL (kN) = 496.02

Punto di controllo ubicato al 1° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):
 - iniziale = 0.00
 - al limite ultimo: dc,SLV,M-GDL = 41.57, di cui dovuto alle forze orizzontali = 41.57

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con le sole masse traslazionali nella direzione di analisi;
 per ogni piano, risultano i seguenti parametri (elencati nel seguito):
 - completamente rigido: è tale un piano rigido (quindi con relazione master-slave)
 al quale non appartenga nessuna massa non riferita al nodo master. In tal caso,
 la massa di piano coincide con la massa concentrata nel nodo master
 e lo spostamento di piano è esattamente lo spostamento del nodo master;
 - masse di piano m_i traslazionali;
 - corrispondenti spostamenti modali φ_i secondo il modo principale
 nella direzione di analisi (Y): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 1
 con massa modale efficace (in direzione Y) pari a: 54.7%
 (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidezze utilizzate in analisi pushover,
 che possono differire dalle rigidezze considerate in analisi modale. In Analisi Modale
 le rigidezze considerate corrispondono al parametro %K,elast dei dati Aste e tengono quindi
 conto dell'eventuale rigidezza fessurata (%K,elast < 100%); in Analisi Pushover al tipo di
 comportamento scelto per i maschi murari corrispondono rigidezze iniziali elastiche,
 ignorando quindi le rigidezze fessurate cioè assumendo %K,elast=100% per tutte le aste);
 - piano del Punto di Controllo (scelto a priori)
 - spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento del punto di controllo
 (nel caso di piano deformabile, la massa di piano coincide con la somma delle masse di piano
 e lo spostamento del baricentro è dato dalla distanza fra il baricentro delle masse spostate
 -secondo la forma modale- ed il baricentro delle masse nella configurazione indeformata):

Piano	Compl. rigido	Massa (k*kgm)	Spostamento (mm)	Punto di controllo	Spostamento normalizzato
1		386.47	37.62	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa m* = Σ(m_i*φ_i) (k*kgm) = 386.47
 Coefficiente di partecipazione Γ = Σ(m_i*φ_i)/Σ(m_i*φ_i²) = 1.000

Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,1-GDL = (F,Max,M-GDL / Γ) (kN) = 496.02
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = 496.02
 Spostamento a SLV (Stato limite ultimo): d,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = 41.57

Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F,Max,1-GDL (kN) = 347.21
 Rigidezza elastica: K* (kN/m) = 13357.97 (=77.488% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
 Periodo elastico: T* = 2(m*/K*) (sec) = 1.069
 Punto di snervamento: spostamento dy* (mm) = 37.13
 forza Fy* (kN) = 496.02

Stato Limite SLV e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V,R = 10 %
 Da PVR e V,R, per SLV risulta definito il valore di T,R (§ All. a)
 attraverso la relazione: T,R = - V,R / [1 - ln(1 - PVR)]

Valori dei parametri ag, Fo, TC* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLV

e: SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv [§3.2.3], dove:
 ag = accelerazione orizzontale massima al sito,
 Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,
 TC* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,
 SS = coefficiente di sottosuolo;
 CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;
 S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;
 TB, TC, TD = periodi di spettro;
 Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR	a,g	Fo	TC*	SS	CC	S	TB	TC	TD	Fv
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLU - SLV	712	0.110	2.580	0.305	1.500	1.554	1.500	0.158	0.474	2.040	1.155

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:
 - in accelerazione: S,e(T*) = 0.189 g
 - in spostamento: d*,e,max = S,De(T*) (mm) = 53.57
 - forza di risposta elastica = S,e(T*) m* (kN) = 715.57
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
 - forza di snervamento Fy* (kN) = 496.02
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)
 Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: q* = 1.443

Controllo su q* secondo §7.8.1.6

$q^* \leq 3.0$: la verifica di sicurezza (confronto tra capacità e domanda) può essere eseguita.

Nota su q*

q* è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione ag in input:
il valore di q* sopra riportato corrisponde quindi ad ag in input.

Se $q^* > 3.0$, la verifica di sicurezza non è soddisfatta, indipendentemente dal rapporto tra capacità e domanda. Il valore di ag sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio = ag sostenibile / ag in input), verrà calcolato considerando un valore di ag, cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

- a) $q^* \leq 3.0$
- b) capacità \geq domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*,max (mm) = 53.57

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = 53.57

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento (mm) = 53.57

Capacità di spostamento a SLV (mm) = 41.57

Rapporto Capacità/Domanda = 0.776: Capacità < Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.087 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLV = 362 anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 18.711 %

(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV minori, e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

Riepilogo per SLV

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Domanda	712	0.110	10.0
Capacità	362	0.087	18.7

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha,V = PGA,CLV / PGA,DLV (=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.087/0.110 = 0.791$

- in termini di TR: $\alpha,V = TR,CLV / TR,DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 362/712 = 0.508$

Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

- a) capacità \geq domanda (in termini di spostamento);
- b) $q^* \leq 3.0$ (§7.8.1.6).

L'analisi statica non lineare fornisce il valore dell'Indicatore di Rischio Sismico per la Resistenza nel piano (verifiche di sicurezza a pressoflessione complanare e a taglio) e la Deformazione nel piano (controllo delle deformazioni limite); le verifiche ed i controlli sugli spostamenti vengono eseguite nel corso dell'analisi, e la capacità calcolata ha valore complessivo (le pareti resistenti nel loro insieme).

Relativamente agli altri meccanismi resistenti:

- Resistenza fuori piano (verifiche a pressoflessione ortogonale):
se le verifiche corrispondenti sono svolte durante il procedimento non lineare, si può ritenere che la capacità calcolata dall'analisi pushover comprenda anche il comportamento fuori piano, altrimenti si farà riferimento ai risultati di un'analisi sismica lineare (statica o dinamica) svolta con il fattore di struttura 'q' calcolato in pushover;
- Capacità limite del terreno (verifiche in fondazione, geotecniche e di resistenza):
in generale si farà riferimento ad un'analisi lineare con fattore 'q' calcolato in pushover;
- Cinematismi (edifici esistenti: ribaltamenti, collassi fuori piano): vengono studiati nell'ambito dei meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. §C8A.4).

Calcolo del Fattore di Struttura 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 321.02

90% del Taglio massimo (kN) = 446.41

Rapporto $\alpha,u/\alpha,1 = 1.391$

Edificio non regolare in altezza: $q = 2.086$

SLV DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) - DISTR.FORZE (A) - DIREZIONE: -Y

Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 17238.77

Resistenza massima (taglio alla base): $F_{Max,M-GDL}$ (kN) = -496.02

Peso sismico totale W (kN) = 3789.96

Massa sismica totale M (k*kgm) = 386.469

Rapporto forza/peso ($F_{Max,M-GDL} / W$) = 0.131

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): $F_{SLV,M-GDL}$ (kN) = -496.02

Punto di controllo ubicato al 1° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):
 - iniziale = 0.00
 - al limite ultimo: dc,SLV,M-GDL = -41.57, di cui dovuto alle forze orizzontali = -41.57

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con le sole masse traslazionali nella direzione di analisi;
 per ogni piano, risultano i seguenti parametri (elencati nel seguito):

- completamente rigido: è tale un piano rigido (quindi con relazione master-slave) al quale non appartenga nessuna massa non riferita al nodo master. In tal caso, la massa di piano coincide con la massa concentrata nel nodo master e lo spostamento di piano è esattamente lo spostamento del nodo master;
- masse di piano m,i traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali φ,i secondo il modo principale nella direzione di analisi (Y): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 1 con massa modale efficace (in direzione Y) pari a: 54.7% (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidezze utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidezze considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidezze considerate corrispondono al parametro %K,elast dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidezza fessurata (%K,elast < 100%); in Analisi Pushover al tipo di comportamento scelto per i maschi murari corrispondono rigidezze iniziali elastiche, ignorando quindi le rigidezze fessurate cioè assumendo %K,elast=100% per tutte le aste);
- piano del Punto di Controllo (scelto a priori)
- spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento del punto di controllo (nel caso di piano deformabile, la massa di piano coincide con la somma delle masse di piano e lo spostamento del baricentro è dato dalla distanza fra il baricentro delle masse spostate -secondo la forma modale- ed il baricentro delle masse nella configurazione indeformata):

Piano	Compl. rigido	Massa (k*kgm)	Spostamento (mm)	Punto di controllo	Spostamento normalizzato
1		386.47	37.62	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa m* = Σ(m,i*φ,i) (k*kgm) = 386.47
 Coefficiente di partecipazione Γ = Σ(m,i*φ,i)/Σ(m,i*φ,i^2) = 1.000

Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,1-GDL = (F,Max,M-GDL / Γ) (kN) = -496.02
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = -496.02
 Spostamento a SLV (Stato limite ultimo): d,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = -41.57

Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F,Max,1-GDL (kN) = -347.21
 Rigidezza elastica: K* (kN/m) = 13357.89 (=77.487% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
 Periodo elastico: T* = 2(m*/K*) (sec) = 1.069
 Punto di snervamento: spostamento dy* (mm) = -37.13
 forza Fy* (kN) = -496.02

Stato Limite SLV e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):
 PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V,R = 10 %
 Da PVR e V,R, per SLV risulta definito il valore di T,R (§ All. a) attraverso la relazione: T,R = - V,R / [1 - ln(1 - PVR)]

Valori dei parametri ag, Fo, TC* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLV e: SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv [§3.2.3], dove:
 ag = accelerazione orizzontale massima al sito,
 Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,
 TC* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,
 SS = coefficiente di sottosuolo;
 CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;
 S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;
 TB, TC, TD = periodi di spettro;
 Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR (anni)	a,g (*g)	Fo	TC* (sec)	SS	CC	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	Fv
SLU - SLV	712	0.110	2.580	0.305	1.500	1.554	1.500	0.158	0.474	2.040	1.155

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:
 - in accelerazione: S,e(T*) = 0.189 g
 - in spostamento: d*,e,max = S,De(T*) (mm) = -53.57
 - forza di risposta elastica = S,e(T*) m* (kN) = 715.56 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
 - forza di snervamento Fy* (kN) = -496.02 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)
 Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: q* = 1.443

Controllo su q* secondo §7.8.1.6

q* ≤ 3.0: la verifica di sicurezza (confronto tra capacità e domanda) può essere eseguita.

Nota su q*

q* è funzione di due componenti:
 1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
 2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione ag in input: il valore di q* sopra riportato corrisponde quindi ad ag in input.
 Se q* > 3.0, la verifica di sicurezza non è soddisfatta, indipendentemente dal rapporto tra capacità e domanda. Il valore di ag sostenibile

(e quindi dell'indicatore di rischio = ag sostenibile / ag in input),
 verrà calcolato considerando un valore di ag, cioè una domanda,
 tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:
 a) $q^* \leq 3.0$
 b) capacità \geq domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*,max (mm) = -53.57

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:
 Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = -53.57

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):
 Domanda sismica in spostamento (mm) = -53.57
 Capacità di spostamento a SLV (mm) = -41.57

Rapporto Capacità/Domanda = 0.776: Capacità < Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:
 SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.087 g
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR,CLV = 362$ anni.
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 75$ anni,
 ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 18.711$ %
 (rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV minori,
 e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

Riepilogo per SLV

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Domanda	712	0.110	10.0
Capacità	362	0.087	18.7

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):
 - in termini di PGA: $\alpha,V = PGA,CLV / PGA,DLV (=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.087/0.110 = 0.791$
 - in termini di TR: $\alpha,V = TR,CLV / TR,DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 362/712 = 0.508$

Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:
 a) capacità \geq domanda (in termini di spostamento);
 b) $q^* \leq 3.0$ (§7.8.1.6).
 L'analisi statica non lineare fornisce il valore dell'Indicatore di Rischio Sismico per la Resistenza nel piano (verifiche di sicurezza a pressoflessione complanare e a taglio) e la Deformazione nel piano (controllo delle deformazioni limite);
 le verifiche ed i controlli sugli spostamenti vengono eseguite nel corso dell'analisi, e la capacità calcolata ha valore complessivo (le pareti resistenti nel loro insieme).
 Relativamente agli altri meccanismi resistenti:
 - Resistenza fuori piano (verifiche a pressoflessione ortogonale):
 se le verifiche corrispondenti sono svolte durante il procedimento non lineare, si può ritenere che la capacità calcolata dall'analisi pushover comprenda anche il comportamento fuori piano, altrimenti si farà riferimento ai risultati di un'analisi sismica lineare (statica o dinamica) svolta con il fattore di struttura 'q' calcolato in pushover;
 - Capacità limite del terreno (verifiche in fondazione, geotecniche e di resistenza):
 in generale si farà riferimento ad un'analisi lineare con fattore 'q' calcolato in pushover;
 - Cinematismi (edifici esistenti: ribaltamenti, collassi fuori piano): vengono studiati nell'ambito dei meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. §C8A.4).

Calcolo del Fattore di Struttura 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = -391.02
 90% del Taglio massimo (kN) = -446.41
 Rapporto $\alpha,u/\alpha,1 = 1.142$
 Edificio non regolare in altezza: $q = 1.713$

SLU DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) - DISTR.FORZE (E) - DIREZIONE: +X

Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 544866.10
 Resistenza massima (taglio alla base): $F,Max,M-GDL$ (kN) = 2248.75
 Peso sismico totale W (kN) = 3789.96
 Massa sismica totale M (k*kgm) = 386.469
 Rapporto forza/peso ($F,Max,M-GDL / W$) = 0.593
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): $F,SLV,M-GDL$ (kN) = 1799.00

Punto di controllo ubicato al 1° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):
 - iniziale = 0.00
 - al limite ultimo: $dc,SLV,M-GDL = 14.78$, di cui dovuto alle forze orizzontali = 14.78

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§C7.3.4.1):

è stata scelta l'opzione $\Gamma=1.000$ per la distribuzione di forze (E).
 La massa m^* è pari alla somma delle masse traslazionali nella direzione di analisi (X):

Massa $m^* = \Sigma(m,i)$ (k*kgm) = 386.47
 Coefficiente di partecipazione $\Gamma = 1.000$

Resistenza massima (taglio alla base): $F_{Max,1-GDL} = (F_{Max,M-GDL} / \Gamma)$ (kN) = 2248.75
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): $F_{SLV,1-GDL} = (F_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$ (kN) = 1799.00
 Spostamento a SLV (Stato limite ultimo): $d_{SLV,1-GDL} = (d_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$ (mm) = 14.78

Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% $F_{Max,1-GDL}$ (kN) = 1574.13
 Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 485955.30 (=89.188% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
 Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.177
 Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = 3.94
 forza Fy^* (kN) = 1914.76

Stato Limite SLV e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V,R = 10\%$
 Da PVR e V,R , per SLV risulta definito il valore di T,R (§ All. a)
 attraverso la relazione: $T,R = -V,R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri ag, Fo, TC^* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLV

e: SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv [§3.2.3], dove:
 ag = accelerazione orizzontale massima al sito,
 Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,
 TC^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,
 SS = coefficiente di sottosuolo;
 CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;
 S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;
 TB, TC, TD = periodi di spettro;
 Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR	a,g	Fo	TC*	SS	CC	S	TB	TC	TD	Fv
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLV - SLV	712	0.110	2.580	0.305	1.500	1.554	1.500	0.158	0.474	2.040	1.155

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:
 - in accelerazione: $S,e(T^*) = 0.426 g$
 - in spostamento: $d^*,e,max = S,De(T^*)$ (mm) = 3.32
 - forza di risposta elastica = $S,e(T^*) m^*$ (kN) = 1613.39
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
 - forza di snervamento Fy^* (kN) = 1914.76
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)
 Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 0.843$

Controllo su q^* secondo §7.8.1.6

$q^* \leq 3.0$: la verifica di sicurezza (confronto tra capacità e domanda) può essere eseguita.
 $q^* \leq 1$, e quindi: $d^*,max = d^*,e,max$ (§C7.3.4.1)

Nota su q^*

- q^* è funzione di due componenti:
 - 1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
 - 2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione ag in input:
 il valore di q^* sopra riportato corrisponde quindi ad ag in input.
- Se $q^* > 3.0$, la verifica di sicurezza non è soddisfatta, indipendentemente dal rapporto tra capacità e domanda. Il valore di ag sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio = ag sostenibile / ag in input), verrà calcolato considerando un valore di ag , cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:
- a) $q^* \leq 3.0$
 - b) capacità \geq domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*,max (mm) = 3.32

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = 3.32

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento (mm) = 3.32
 Capacità di spostamento a SLV (mm) = 14.78

Rapporto Capacità/Domanda = 4.451: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) $\geq 0.167 g$
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR,CLV = 2475$ anni.
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 75$ anni,
 ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 2.985\%$
 (rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV minori,
 e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

Riepilogo per SLV

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Domanda	712	0.110	10.0
Capacità	2475	0.167	3.0

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):
 - in termini di PGA: $\alpha, V = \text{PGA, CLV} / \text{PGA, DLV} (= \text{PGA in input per SLV}) = 0.167/0.110 = 1.518$
 - in termini di TR: $\alpha, V = \text{TR, CLV} / \text{TR, DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 2475/712 = 3.476$

Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:
 a) capacità \geq domanda (in termini di spostamento);
 b) $q^* \leq 3.0$ (§7.8.1.6).
 L'analisi statica non lineare fornisce il valore dell'Indicatore di Rischio Sismico per la Resistenza nel piano (verifiche di sicurezza a pressoflessione complanare e a taglio) e la Deformazione nel piano (controllo delle deformazioni limite);
 le verifiche ed i controlli sugli spostamenti vengono eseguite nel corso dell'analisi, e la capacità calcolata ha valore complessivo (le pareti resistenti nel loro insieme).
 Relativamente agli altri meccanismi resistenti:
 - Resistenza fuori piano (verifiche a pressoflessione ortogonale):
 se le verifiche corrispondenti sono svolte durante il procedimento non lineare, si può ritenere che la capacità calcolata dall'analisi pushover comprenda anche il comportamento fuori piano, altrimenti si farà riferimento ai risultati di un'analisi sismica lineare (statica o dinamica) svolta con il fattore di struttura 'q' calcolato in pushover;
 - Capacità limite del terreno (verifiche in fondazione, geotecniche e di resistenza):
 in generale si farà riferimento ad un'analisi lineare con fattore 'q' calcolato in pushover;
 - Cinematismi (edifici esistenti: ribaltamenti, collassi fuori piano): vengono studiati nell'ambito dei meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. §C8A.4).

Calcolo del Fattore di Struttura 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 306.80
 90% del Taglio massimo (kN) = 2023.88
 Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ calcolato = 6.597
 Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ effettivo = 2.500
 Edificio non regolare in altezza: $q = 3.750$

SLU DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) - DISTR.FORZE (E) - DIREZIONE: -X

Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 544876.90
 Resistenza massima (taglio alla base): $F, \text{Max, M-GDL}$ (kN) = -2271.17
 Peso sismico totale W (kN) = 3789.96
 Massa sismica totale M (k*kgm) = 386.469
 Rapporto forza/peso ($F, \text{Max, M-GDL} / W$) = 0.599
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): $F, \text{SLV, M-GDL}$ (kN) = -1816.94

Punto di controllo ubicato al 1° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):
 - iniziale = 0.00
 - al limite ultimo: $dc, \text{SLV, M-GDL} = -12.04$, di cui dovuto alle forze orizzontali = -12.04

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§C7.3.4.1):
 è stata scelta l'opzione $\Gamma=1.000$ per la distribuzione di forze (E).
 La massa m^* è pari alla somma delle masse traslazionali nella direzione di analisi (X):
 Massa $m^* = \Sigma(m, i)$ (k*kgm) = 386.47
 Coefficiente di partecipazione $\Gamma = 1.000$

Resistenza massima (taglio alla base): $F, \text{Max, 1-GDL} = (F, \text{Max, M-GDL} / \Gamma)$ (kN) = -2271.17
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): $F, \text{SLV, 1-GDL} = (F, \text{SLV, M-GDL} / \Gamma)$ (kN) = -1816.94
 Spostamento a SLV (Stato limite ultimo): $d, \text{SLV, 1-GDL} = (d, \text{SLV, M-GDL} / \Gamma)$ (mm) = -12.04

Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% $F, \text{Max, 1-GDL}$ (kN) = -1589.82
 Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 494458.10 (=90.747% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
 Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.176
 Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = -3.99
 forza Fy^* (kN) = -1972.35

Stato Limite SLV e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):
 PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V, R = 10\%$
 Da PVR e V, R , per SLV risulta definito il valore di T, R (§ All. a) attraverso la relazione: $T, R = -V, R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri ag, Fo, TC^* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLV
 e: SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv [§3.2.3], dove:
 ag = accelerazione orizzontale massima al sito,
 Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,
 TC^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,
 SS = coefficiente di sottosuolo;
 CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;
 S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;
 TB, TC, TD = periodi di spettro;
 Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR	a, g	Fo	TC*	SS	CC	S	TB	TC	TD	Fv
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLU - SLV	712	0.110	2.580	0.305	1.500	1.554	1.500	0.158	0.474	2.040	1.155

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.426 \text{ g}$
 - in spostamento: $d^*,e,max = S_{De}(T^*) \text{ (mm)} = -3.26$
 - forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^* \text{ (kN)} = 1613.39$
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
 - forza di snervamento $Fy^* \text{ (kN)} = -1972.35$
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)
- Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 0.818$

Controllo su q^* secondo §7.8.1.6

$q^* \leq 3.0$: la verifica di sicurezza (confronto tra capacità e domanda) può essere eseguita.
 $q^* \leq 1$, e quindi: $d^*,max = d^*,e,max$ (§C7.3.4.1)

Nota su q^*

q^* è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
 2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione ag in input:
 il valore di q^* sopra riportato corrisponde quindi ad ag in input.
- Se $q^* > 3.0$, la verifica di sicurezza non è soddisfatta, indipendentemente dal rapporto tra capacità e domanda. Il valore di ag sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio = ag sostenibile / ag in input), verrà calcolato considerando un valore di ag , cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:
- a) $q^* \leq 3.0$
 - b) capacità \geq domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico: $d^*,max \text{ (mm)} = -3.26$

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max \text{ (mm)} = -3.26$

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento (mm) = -3.26
 Capacità di spostamento a SLV (mm) = -12.04

Rapporto Capacità/Domanda = 3.69: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) $\geq 0.167 \text{ g}$ corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR,CLV = 2475$ anni. Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 75$ anni, ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 2.985 \%$ (rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare: in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV minori, e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

Riepilogo per SLV

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Domanda	712	0.110	10.0
Capacità	2475	0.167	3.0

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):
 - in termini di PGA: $\alpha,V = PGA,CLV / PGA,DLV (=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.167/0.110 = 1.518$
 - in termini di TR: $\alpha,V = TR,CLV / TR,DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 2475/712 = 3.476$

Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

- a) capacità \geq domanda (in termini di spostamento);
- b) $q^* \leq 3.0$ (§7.8.1.6).

L'analisi statica non lineare fornisce il valore dell'Indicatore di Rischio Sismico per la Resistenza nel piano (verifiche di sicurezza a pressoflessione complanare e a taglio) e la Deformazione nel piano (controllo delle deformazioni limite); le verifiche ed i controlli sugli spostamenti vengono eseguite nel corso dell'analisi, e la capacità calcolata ha valore complessivo (le pareti resistenti nel loro insieme). Relativamente agli altri meccanismi resistenti:

- Resistenza fuori piano (verifiche a pressoflessione ortogonale):
 se le verifiche corrispondenti sono svolte durante il procedimento non lineare, si può ritenere che la capacità calcolata dall'analisi pushover comprenda anche il comportamento fuori piano, altrimenti si farà riferimento ai risultati di un'analisi sismica lineare (statica o dinamica) svolta con il fattore di struttura 'q' calcolato in pushover;
- Capacità limite del terreno (verifiche in fondazione, geotecniche e di resistenza):
 in generale si farà riferimento ad un'analisi lineare con fattore 'q' calcolato in pushover;
- Cinematismi (edifici esistenti: ribaltamenti, collassi fuori piano): vengono studiati nell'ambito dei meccanismi di collasso (Analisi Cinematica, cfr. §C8A.4).

Calcolo del Fattore di Struttura 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = -249.92
 90% del Taglio massimo (kN) = -2044.06
 Rapporto $\alpha,u/\alpha,1$ calcolato = 8.179
 Rapporto $\alpha,u/\alpha,1$ effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza: $q = 3.750$

SLU DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) - DISTR.FORZE (E) - DIREZIONE: +Y

Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 18040.69
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 535.94
 Peso sismico totale W (kN) = 3789.96
 Massa sismica totale M (k*kgm) = 386.469
 Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.141
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,M-GDL (kN) = 535.94

Punto di controllo ubicato al 1° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):
 - iniziale = 0.00
 - al limite ultimo: dc,SLV,M-GDL = 42.59, di cui dovuto alle forze orizzontali = 42.59

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§C7.3.4.1):

è stata scelta l'opzione $\Gamma=1.000$ per la distribuzione di forze (E).
 La massa m^* è pari alla somma delle masse traslazionali nella direzione di analisi (Y):

Massa $m^* = \Sigma(m,i)$ (k*kgm) = 386.47
 Coefficiente di partecipazione $\Gamma = 1.000$

Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,1-GDL = (F,Max,M-GDL / Γ) (kN) = 535.94
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = 535.94
 Spostamento a SLV (Stato limite ultimo): d,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = 42.59

Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F,Max,1-GDL (kN) = 375.16
 Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 14164.02 (=78.512% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
 Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 1.038
 Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = 37.84
 forza Fy^* (kN) = 535.94

Stato Limite SLV e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V,R = 10 %
 Da PVR e V,R, per SLV risulta definito il valore di T,R (§ All. a)
 attraverso la relazione: $T,R = - V,R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri ag , Fo , TC^* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLV

e: SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv [§3.2.3], dove:
 ag = accelerazione orizzontale massima al sito,
 Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,
 TC^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,
 SS = coefficiente di sottosuolo;
 CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;
 S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;
 TB, TC, TD = periodi di spettro;
 Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR	a,g	Fo	TC*	SS	CC	S	TB	TC	TD	Fv
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLU - SLV	712	0.110	2.580	0.305	1.500	1.554	1.500	0.158	0.474	2.040	1.155

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:
 - in accelerazione: $S,e(T^*) = 0.194 g$
 - in spostamento: $d^*,e,max = S,De(T^*)$ (mm) = 52.02
 - forza di risposta elastica = $S,e(T^*) m^*$ (kN) = 736.84
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
 - forza di snervamento Fy^* (kN) = 535.94
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)
 Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.375$

Controllo su q^* secondo §7.8.1.6

$q^* \leq 3.0$: la verifica di sicurezza (confronto tra capacità e domanda) può essere eseguita.

Nota su q^*

- q^* è funzione di due componenti:
 - 1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
 - 2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione ag in input:
 il valore di q^* sopra riportato corrisponde quindi ad ag in input.
- Se $q^* > 3.0$, la verifica di sicurezza non è soddisfatta, indipendentemente dal rapporto tra capacità e domanda. Il valore di ag sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio = ag sostenibile / ag in input), verrà calcolato considerando un valore di ag , cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:
- a) $q^* \leq 3.0$
 - b) capacità \geq domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*,max (mm) = 52.02

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = 52.02

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento (mm) = 52.02

Capacità di spostamento a SLV (mm) = 42.59

Rapporto Capacità/Domanda = 0.819: Capacità < Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.091 g
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLV = 412 anni.
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 16.652 %
 (rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV minori,
 e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

Riepilogo per SLV

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	712	0.110	10.0
Capacità	412	0.091	16.7

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):
 - in termini di PGA: $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} (= \text{PGA in input per SLV}) = 0.091/0.110 = 0.827$
 - in termini di TR: $\alpha, V = \text{TR,CLV} / \text{TR,DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 412/712 = 0.578$

Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:
 a) capacità >= domanda (in termini di spostamento);
 b) $q^* \leq 3.0$ (§7.8.1.6).
 L'analisi statica non lineare fornisce il valore dell'Indicatore di Rischio Sismico per la Resistenza nel piano (verifiche di sicurezza a pressoflessione complanare e a taglio) e la Deformazione nel piano (controllo delle deformazioni limite);
 le verifiche ed i controlli sugli spostamenti vengono eseguite nel corso dell'analisi, e la capacità calcolata ha valore complessivo (le pareti resistenti nel loro insieme).
 Relativamente agli altri meccanismi resistenti:
 - Resistenza fuori piano (verifiche a pressoflessione ortogonale):
 se le verifiche corrispondenti sono svolte durante il procedimento non lineare, si può ritenere che la capacità calcolata dall'analisi pushover comprenda anche il comportamento fuori piano, altrimenti si farà riferimento ai risultati di un'analisi sismica lineare (statica o dinamica) svolta con il fattore di struttura 'q' calcolato in pushover;
 - Capacità limite del terreno (verifiche in fondazione, geotecniche e di resistenza):
 in generale si farà riferimento ad un'analisi lineare con fattore 'q' calcolato in pushover;
 - Cinematismi (edifici esistenti: ribaltamenti, collassi fuori piano): vengono studiati nell'ambito dei meccanismi di collasso (Analisi Cinematica, cfr. §C8A.4).

Calcolo del Fattore di Struttura 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 360.94
 90% del Taglio massimo (kN) = 482.34
 Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1 = 1.336$
 Edificio non regolare in altezza: $q = 2.005$

SLU DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) - DISTR.FORZE (E) - DIREZIONE: -Y

Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 18040.72
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -535.94
 Peso sismico totale W (kN) = 3789.96
 Massa sismica totale M (k*kgm) = 386.469
 Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.141
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,M-GDL (kN) = -535.94

Punto di controllo ubicato al 1° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):
 - iniziale = 0.00
 - al limite ultimo: dc,SLV,M-GDL = -42.59, di cui dovuto alle forze orizzontali = -42.59

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§C7.3.4.1):

è stata scelta l'opzione $\Gamma=1.000$ per la distribuzione di forze (E).
 La massa m^* è pari alla somma delle masse traslazionali nella direzione di analisi (Y):

Massa $m^* = \Sigma(m, i)$ (k*kgm) = 386.47
 Coefficiente di partecipazione $\Gamma = 1.000$

Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,1-GDL = (F,Max,M-GDL / Γ) (kN) = -535.94
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = -535.94
 Spostamento a SLV (Stato limite ultimo): d,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = -42.59

Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F,Max,1-GDL (kN) = -375.16
 Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 14163.67 (=78.509% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
 Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 1.038
 Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = -37.84
 forza Fy^* (kN) = -535.94

Stato Limite SLV e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V,R = 10 %
 Da PVR e V,R, per SLV risulta definito il valore di T,R (§ All. a)
 attraverso la relazione: $T,R = - V,R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLV

e: SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv [§3.2.3], dove:
 a_g = accelerazione orizzontale massima al sito,
 F_o = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,
 T_C^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,
 SS = coefficiente di sottosuolo;
 CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;
 S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;
 TB, TC, TD = periodi di spettro;
 F_v = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR	a_g	F_o	T_C^*	SS	CC	S	TB	TC	TD	Fv
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLU - SLV	712	0.110	2.580	0.305	1.500	1.554	1.500	0.158	0.474	2.040	1.155

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S,e(T^*) = 0.194 g$
 - in spostamento: $d^*,e,max = S,De(T^*)$ (mm) = -52.02
 - forza di risposta elastica = $S,e(T^*) m^*$ (kN) = 736.83
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
 - forza di snervamento F_y^* (kN) = -535.94
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)
- Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.375$

Controllo su q^* secondo §7.8.1.6

$q^* \leq 3.0$: la verifica di sicurezza (confronto tra capacità e domanda) può essere eseguita.

Nota su q^*

- q^* è funzione di due componenti:
1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
 2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione a_g in input:
 il valore di q^* sopra riportato corrisponde quindi ad a_g in input.
- Se $q^* > 3.0$, la verifica di sicurezza non è soddisfatta, indipendentemente dal rapporto tra capacità e domanda. Il valore di a_g sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio = a_g sostenibile / a_g in input), verrà calcolato considerando un valore di a_g , cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:
- a) $q^* \leq 3.0$
 - b) capacità \geq domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*,max (mm) = -52.02

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = -52.02

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento (mm) = -52.02
 Capacità di spostamento a SLV (mm) = -42.59

Rapporto Capacità/Domanda = 0.819: Capacità < Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.091 g
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLV = 412 anni.
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 16.652 %
 (rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV minori,
 e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

Riepilogo per SLV

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Domanda	712	0.110	10.0
Capacità	412	0.091	16.7

Indicatore di Rischio Sismico

- (indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):
- in termini di PGA: $\alpha,V = PGA,CLV / PGA,DLV (=PGA$ in input per SLV) = $0.091/0.110 = 0.827$
 - in termini di TR: $\alpha,V = TR,CLV / TR,DLV (=TR$ in input per SLV) = $412/712 = 0.578$

Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

- a) capacità \geq domanda (in termini di spostamento);
- b) $q^* \leq 3.0$ (§7.8.1.6).

L'analisi statica non lineare fornisce il valore dell'Indicatore di Rischio Sismico per la Resistenza nel piano (verifiche di sicurezza a pressoflessione complanare e a taglio)

e la Deformazione nel piano (controllo delle deformazioni limite);
 le verifiche ed i controlli sugli spostamenti vengono eseguite nel corso dell'analisi,
 e la capacità calcolata ha valore complessivo (le pareti resistenti nel loro insieme).

Relativamente agli altri meccanismi resistenti:

- Resistenza fuori piano (verifiche a pressoflessione ortogonale):
 se le verifiche corrispondenti sono svolte durante il procedimento non lineare, si può ritenere che la capacità calcolata dall'analisi pushover comprenda anche il comportamento fuori piano, altrimenti si farà riferimento ai risultati di un'analisi sismica lineare (statica o dinamica) svolta con il fattore di struttura 'q' calcolato in pushover;
- Capacità limite del terreno (verifiche in fondazione, geotecniche e di resistenza):
 in generale si farà riferimento ad un'analisi lineare con fattore 'q' calcolato in pushover;
- Cinematismi (edifici esistenti: ribaltamenti, collassi fuori piano): vengono studiati nell'ambito dei meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. §C8A.4).

Calcolo del Fattore di Struttura 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = -395.94

90% del Taglio massimo (kN) = -482.34

Rapporto $\alpha_u/\alpha_1 = 1.218$

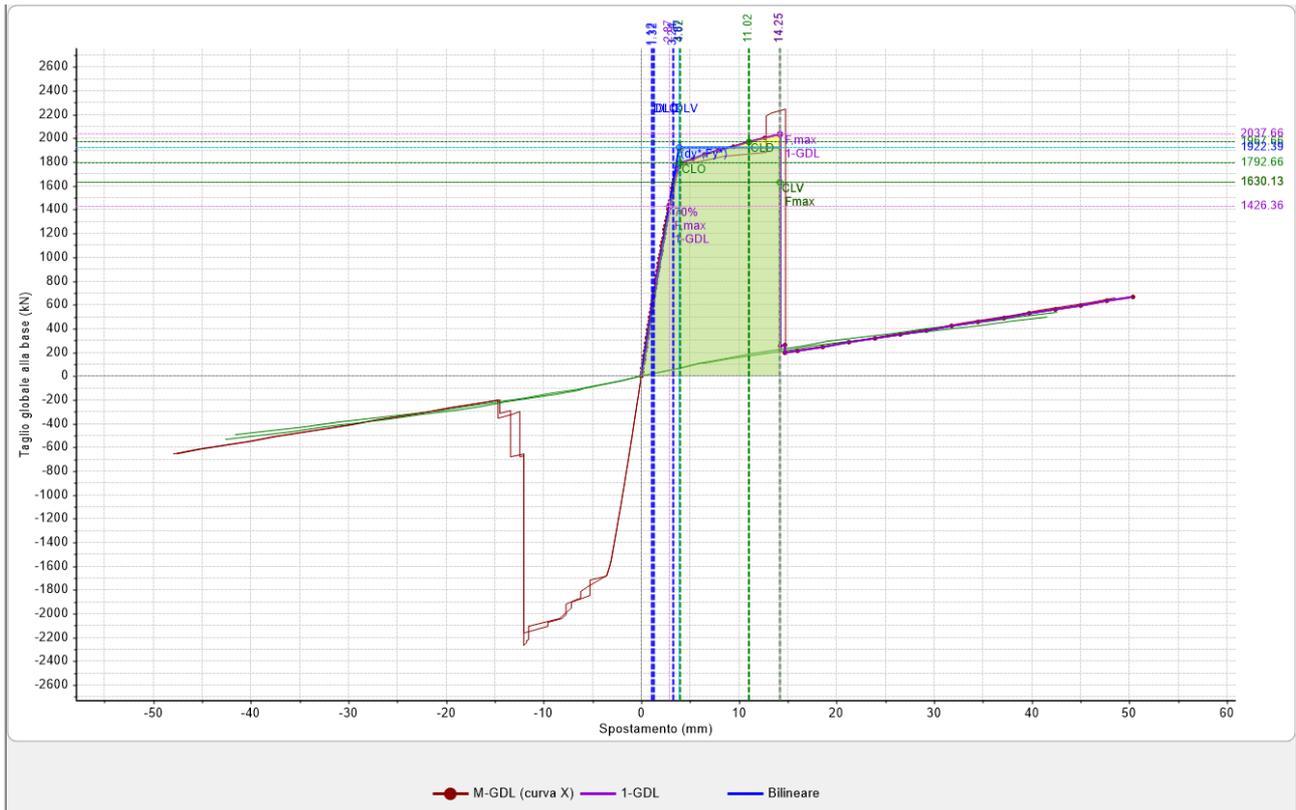
Edificio non regolare in altezza: $q = 1.827$

1.10.5 RIASSUNTO PUSHOVER

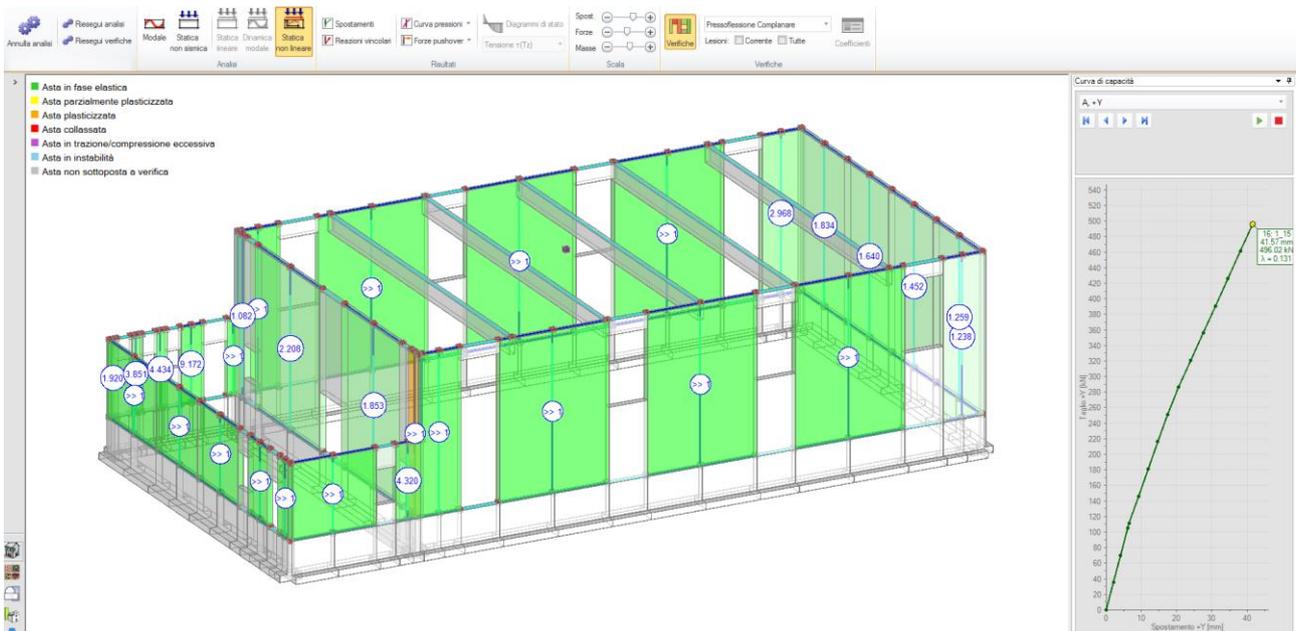
N° curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Mt	F/W	q(SLV)	q	PGA,CLV	TR,CLV	PVR,CLV	aV,PGA	aV,TR	VN,CLV	PGA,CLD	TR,CLD	PVR,CLD	aD,PGA	aD,TR
1	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	A	+X		0.538	0.839	3.750	0.167	>=2475	2.985	1.518	3.476	174	0.167	>=2475	2.985	3.711	33.000
2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	A	-X		0.571	0.824	3.750	0.167	>=2475	2.985	1.518	3.476	174	0.167	>=2475	2.985	3.711	33.000
3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	A	+Y		0.131	1.443	2.086	0.087	362	18.711	0.791	0.508	25	0.030	24	95.596	0.667	0.320
4	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	A	-Y		0.131	1.443	1.713	0.087	362	18.711	0.791	0.508	25	0.030	24	95.596	0.667	0.320
5	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	E	+X		0.593	0.843	3.750	0.167	>=2475	2.985	1.518	3.476	174	0.167	>=2475	2.985	3.711	33.000
6	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	E	-X		0.599	0.818	3.750	0.167	>=2475	2.985	1.518	3.476	174	0.167	>=2475	2.985	3.711	33.000
7	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	E	+Y		0.141	1.375	2.005	0.091	412	16.652	0.827	0.578	29	0.029	22	96.557	0.644	0.297
8	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	E	-Y		0.141	1.375	1.827	0.091	412	16.652	0.827	0.578	29	0.029	22	96.557	0.644	0.297

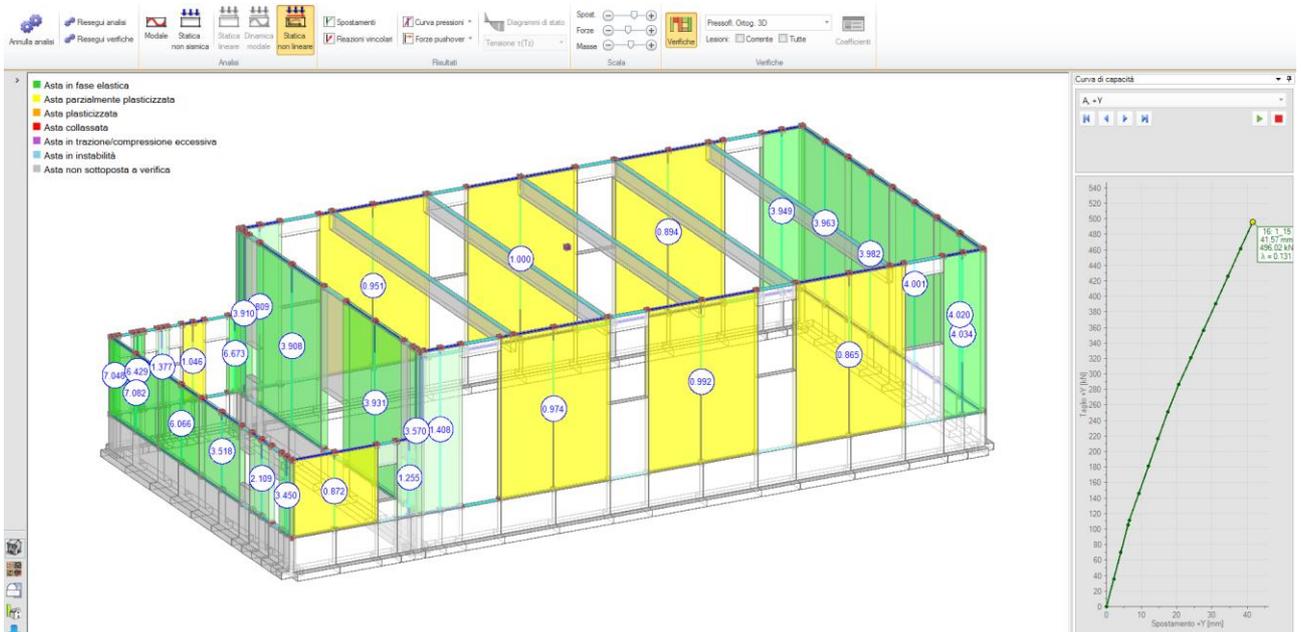
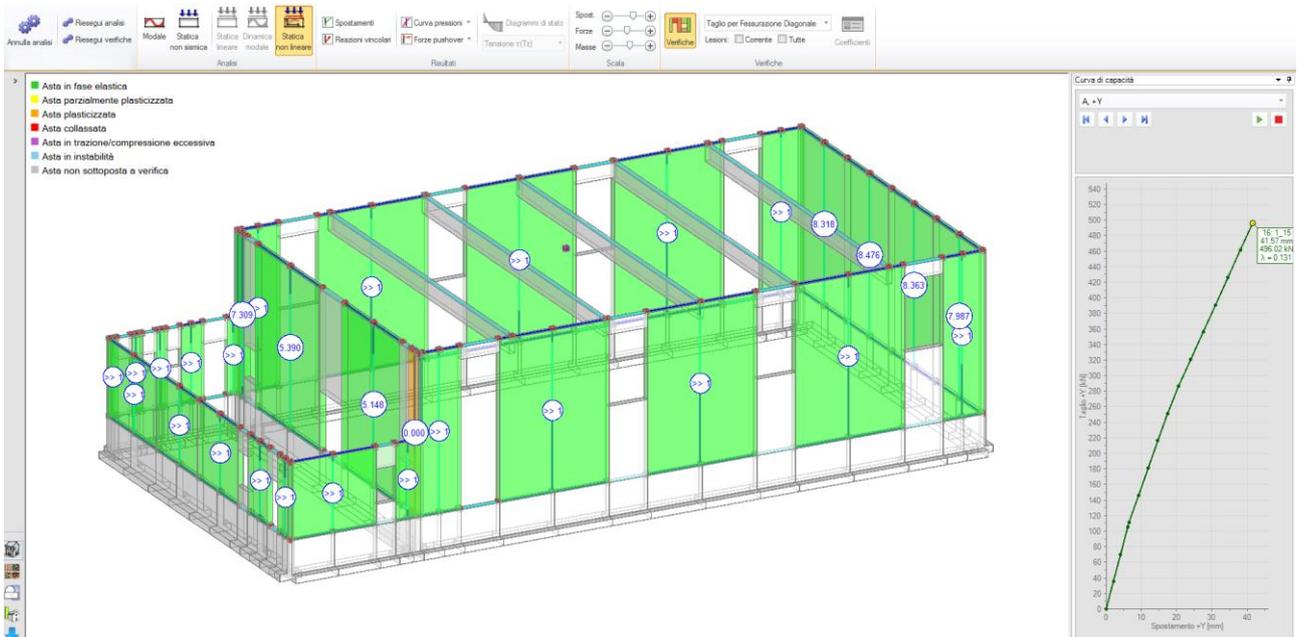
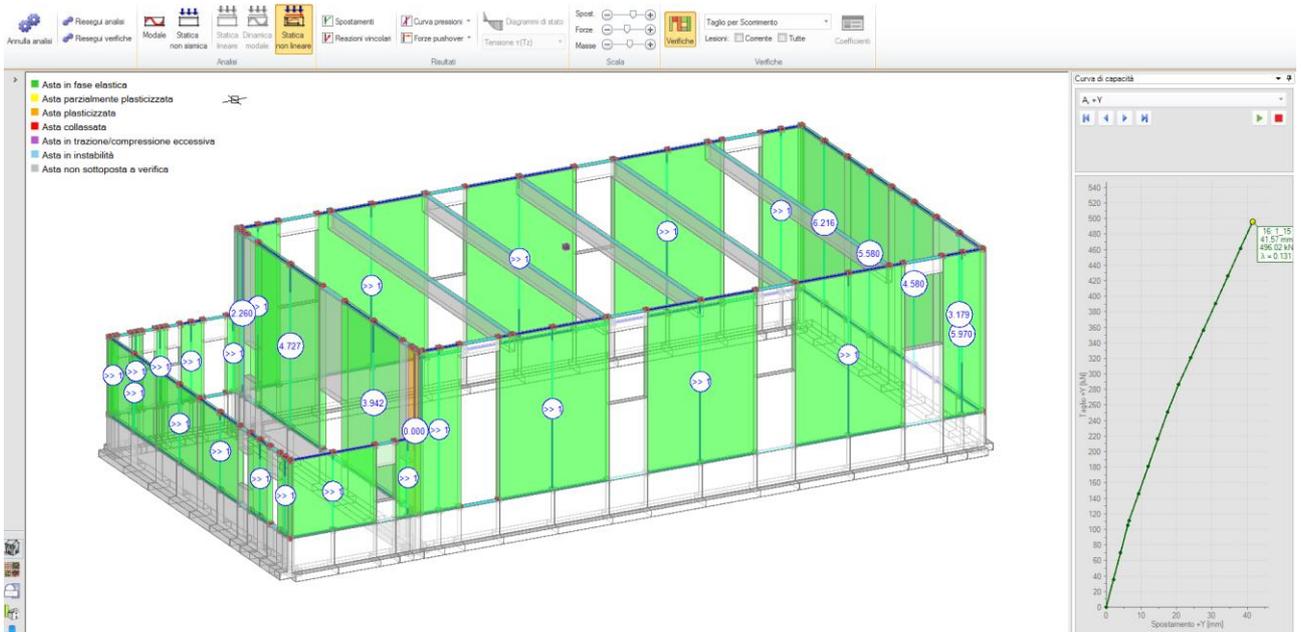
Di seguito si propongono tutte le curve indicate in tabella – DISTR. A (X in rosso e Y in verde).

Di seguito si propongono tutte le curve indicate in tabella – DISTR. E (X in rosso e Y in verde).



. Per dovere di sintesi di mostrano alcune immagini selezionate per tipologia di verifica (pressoflessione complanare ed ortonale, taglio per fessurazione diagonale e scorrimento) e tipo di curva (A +Y)).





1.10.6 ANALISI CINEMATICA

Trattasi dell'analisi dei meccanismi di collasso locali come il ribaltamento delle paramenti murari dovuti a scarso ammortamento fra gli elementi.

Tali meccanismi impediscono un comportamento globale del fabbricato pertanto sono da effettuarsi in parallelo alle analisi globali precedentemente effettuate così da scongiurare fenomeni locali e garantire che esista un comportamento globale del fabbricato.

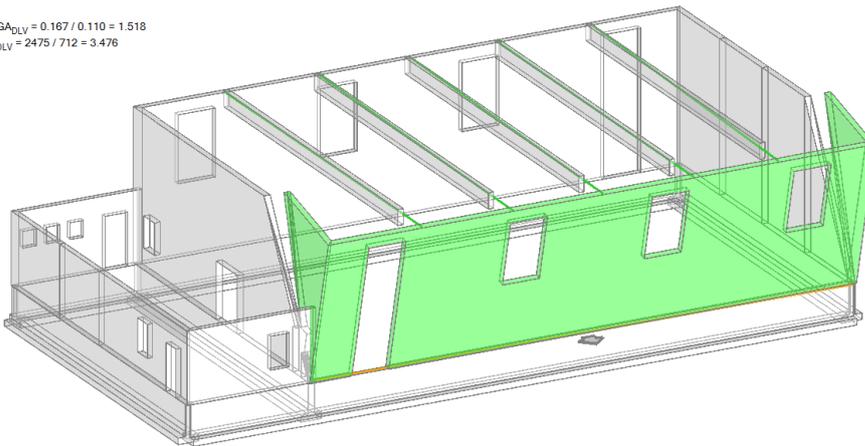
In primis si fa notare come la presenza di cordolo sommitale in c.a. ha una funzione di catena che tende a ridurre e probabilmente ad eliminare tali fenomeni.

A vantaggio di sicurezza si procede all'analisi e verifica dei cinematismi tenendo conto che nella situazione iniziale è presente solo ed esclusivamente il cordolo sommitale in c.a. mentre, in seguito agli interventi di progetto di rimozione delle carenze le capriate dotate di connessione meccanica svolgono un'ulteriore funzione di catena ad impedimento di fenomeni di ribaltamento locale.

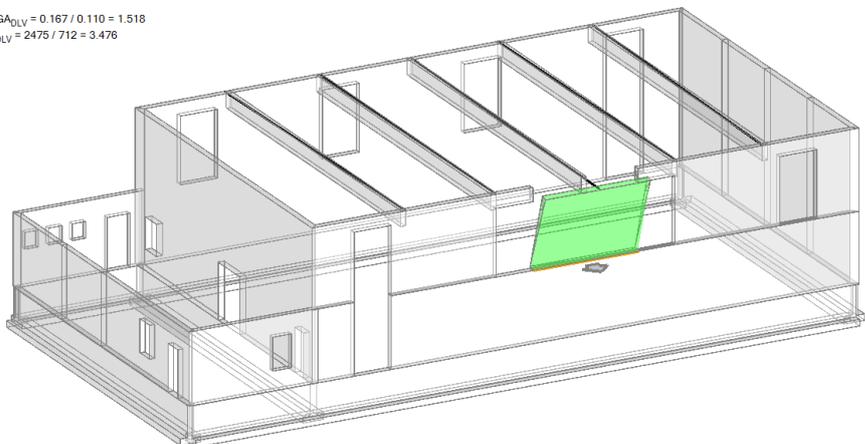
Di seguito si propone estratto significativo del principale fenomeno di ribaltamento analizzato, facendo le seguenti valutazioni:

- La rottura ribaltante presente un cuneo ortogonale che simula l'ammorsamento garantito dal cordolo sommitale in c.a.
- La presenza di catene corrispondenti alle capriate, aventi come resistenza a trazione la minima fra snervamento, punzonamento, penetrazione e flessione, pari a 26,6 kN considerato in fase progettuale pari a 19 kN applicando un teorico fattore di confidenza sulle resistenze pari a 1.35.

01. Cinematismo
 Ribaltamento semplice
 $\alpha_0 = 0.264$
 ■ SLV
 $PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.167 / 0.110 = 1.518$
 $TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 712 = 3.476$



02. Cinematismo
 Ribaltamento semplice
 $\alpha_0 = 0.457$
 ■ SLV
 $PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.167 / 0.110 = 1.518$
 $TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 712 = 3.476$



Proprietà	
5 Items	
▼ Tirante	
a	314
d	20
f _{yd}	200
▼ Piastre	
s	300
b	300
s	10
▼ Muro iniziale	
Spessore	300
f _m	4.000
t ₀	0.300
o _m	0.000
r	0.300
f _{td}	1.481
f _{vd}	0.111
▼ Muro finale	
Spessore	
f _m	
t ₀	
o _m	
r	
f _{td}	
f _{vd}	
▼ Trazioni	
Snervamento	62.832
Punzonamento	80.000
Penetrazione	135.333
Flessione	26.667
Valore di calcolo	19.000

Proprietà	
Cinematismo	
▼ Generale	Ribaltamento semplice
Tipologia	
Volume	2.271
Direzione sismica	270.00°
N	1
H	7.250
Z	0.000
T1	0.221
Y	1.000
FC	1.35
Verifica SLD	No
Sempre e ⁺ =1	No
▼ Risultati	
α ₀	0.457
M*	6430
e*	0.574
α ₀ *	0.348
▼ SLD	
a1*	0.068
a2*	0.060
a*	0.068
PGA,CLD	0.167
TR,CLD	2475
W _{1,CLD}	1641
IRS,PGA	3.711
IRS,TR	33.000
▼ SLV	
a1*	0.083
a2*	0.060
a*	0.083
PGA,CLV	0.167
TR,CLV	2475
W _{1,CLV}	174
IRS,PGA	1.518
IRS,TR	3.476

Come si legge dalla legenda con la soluzione proposta si ha un coefficiente di sicurezza ampiamente soddisfatto così da garantire un comportamento unitario e globale del fabbricato.

1.10.7 RIMOZIONE CARENZE: NODO CAPRIATA/CORDOLO IN C.A.

CALCOLO SEMPLIFICATO DELLA FORZA SISMICA AGENTE NEL NODO TRAVE-PILASTRO			
METODO DI CALCOLO IN ACCORDO CON NTC 2008			
vers. 1.1 - Novembre 2014	Post Sisma - Legge 122/2012		
1) DATI DI PROGETTO			
1.1) Analisi dei carichi			
Peso proprio			
Tegoli in c.a. prefabbricato	$G_{k,1} =$	300	[kg/m ²]
Sovraccarico permanente portato			
Manto di copertura		200	[kg/m ²]
			[kg/m ²]
	$G_{k,2} =$	200	[kg/m ²]
Sovraccarico accidentale			
Neve	$Q_{k,1} =$	80	[kg/m ²]
	Totale:	580	[kg/m ²]
1.2) Peso di piano			
Categoria	Neve (a quota < 1000 m s.l.m.)		
Coefficiente di combinazione	$\psi_{21} =$	0.0	
Presenza di pilastri centrali	No		
Superficie utile interna	$S_{utile} =$	472.4	[m ²]
Presenza di sporto di gronda	No		
Area del piano di copertura	$A =$	472.4	[m ²]
Peso del piano di copertura	$W = G_k + \psi_{21} Q_{k1} N_{copertura} =$	236187	[kg]
1.3) Elementi strutturali orizzontali principali: geometria, descrizione e caratteristiche meccaniche			
Base media della sezione della trave o capriata	$b =$	25	[cm]
Altezza media della sezione della trave o capriata	$h =$	93	[cm]
Lunghezza della trave o capriata	$L =$	16.30	[m]
Interasse delle travi o capriate "Luce trave"	$i =$	4.60	[m]
Numero di travi o capriate	$n =$	7	
Peso totale delle capriate in c.a. prefabbricate	$W_{capriate} =$	66321	[kg]
1.5) Elementi non strutturali verticali: geometria e descrizione			
Tipologia di tamponamento	Muratura in blocchi forati		
Spessore del tamponamento	$s =$	30.0	[cm]
Altezza del tamponamento	$h =$	7.0	[m]
Lunghezza del tamponamento	$L =$	87.0	[m]
Peso del tamponamento	$W_{tamp} =$	274050	[kg]
Peso del tamponamento in copertura	$W_{tamp} / 2 =$	137025	[kg]
Peso sismico del piano di copertura	$W =$	439533	[kg]
2) DEFINIZIONE DEI PARAMETRI SISMICI			
2.1) Periodo di riferimento per l'azione sismica			
Vita nominale dell'opera	Opere ordinarie	$V_N =$	50 [anni]
Classe d'uso dell'opera	III - affollamenti significativi →	$C_U =$	1.5
Periodo di riferimento		$V_N =$	75 [anni]
2.2) Parametri spettrali			
Parametri spettrali per il comune di	Salara (RO)	$a_g =$	0.109 [g]
		$F_0 =$	2.581
		$T_C^* =$	0.306 [sec]
Categoria topografica	T1 - superficie pianeggiante o con inclinazione < 15°	$S_T =$	1.0
Categoria del sottosuolo		tipo C	
		$S_S =$	1.53 < 1,5
		$C_C =$	1.55
		$S = S_S \cdot S_T =$	1.53
Periodo T_C		$T_C = C_C \cdot T_C^* =$	0.47 [sec]
Periodo T_D		$T_D = 4 \cdot a_g / g + 1.6 =$	2.04 [sec]

2.3) Fattore di struttura

Trattasi di struttura ad un piano

Classe di duttilità

CD "B"

Direzione X (si intende la direzione parallela rispetto la capriata)

Tipologia: Strutture a pendolo inverso

$q_x = 1.5$

Direzione Y (si intende la direzione perpendicolare rispetto la capriata)

Tipologia: Strutture a pendolo inverso

$q_y = 1.5$

3) DETERMINAZIONE DELLA FORZA SISMICA

3.1) Accelerazione di riferimento per SLV

Livello di sicurezza: → 100% di quanto richiesto per un edificio nuovo.

Direzione X

Considero l'accelerazione di riferimento del plateau (favore di sicurezza)

$$S_d(T) = \frac{a_g \cdot S \cdot F_0}{q} = 0.287 \quad [g]$$

Area di influenza del pilastro di riva

A = 37.49 [m²]

Carico sul pilastro

P = 34884 [kg]

Forza sismica sul singolo pilastro: centrale

non sono presenti pilastri centrali

$F_x =$ [kg]

Forza sismica sul singolo pilastro: di riva

$F_x = 10018$ [kg]

Forza sismica sul singolo pilastro: d'angolo

$F_x = 5009$ [kg]

Direzione Y

Considero l'accelerazione di riferimento del plateau (favore di sicurezza)

$$S_d(T) = \frac{a_g \cdot S \cdot F_0}{q} = 0.287 \quad [g]$$

Area di influenza del pilastro

A = 37.49 [m²]

Carico sul pilastro

P = 34884 [kg]

Forza sismica sul singolo pilastro: centrale

non sono presenti pilastri centrali

$F_y =$ [kg]

Forza sismica sul singolo pilastro: di riva

$F_y = 10018$ [kg]

Forza sismica sul singolo pilastro: d'angolo

$F_y = 5009$ [kg]

VERIFICA DEL NODO CERNIERA TRAVE-PILASTRO

METODO DI CALCOLO IN ACCORDO CON NTC 2008

vers. 1.3 - Novembre 2014

Post Sisma - Legge 122/2012

Titolo:

PROCEDERE ALLA VERIFICA DEL NODO

1) DATI DI PROGETTO

Si applica la seguente verifica al nodo corrispondente al pilastro centrale

$$F_x = 10018 \text{ [kg]}$$

$$F_y = 10018 \text{ [kg]}$$

1.1) Geometria del collegamento

Numero di bulloni	$n_b = 1$	
Diametro del bullone	$\varnothing = 27$	[mm]
Area resistente del gambo filettato	$A_{res} = 4.59$	[cm ²]
Area resistente del gambo non filettato	$A = 5.73$	[cm ²]
Spessore della piastra	$s = 10$	[mm]
Altezza della forchetta del pilastro	$h = 300$	[mm]
Altezza della piastra dal bordo della forchetta del pilastro	$h_1 = 0$	[mm]
Altezza della piastra sul pilastro	$h_2 = 300$	[mm]
Larghezza della piastra	$L = 200$	[mm]
Distanza del bullone dal bordo superiore	$e_1 = 150$	[mm]
Distanza del bullone dal bordo laterale	$e_2 = 100$	[mm]
Altezza resistente della nervatura	$h_{nerv} = 100$	[mm]
Spessore nervatura a flessione in direzione y	$s_{nerv} = 10$	[mm]
Numero di nervature	$n_{nerv} = 2$	

1.2) Caratteristiche meccaniche dell'acciaio delle piastre

Qualità dell'acciaio	$S 235$	
Tensione di snervamento	$f_{yk} = 2350$	[kg/cm ²]
Tensione di rottura	$f_{tk} = 3600$	[kg/cm ²]
Modulo elastico	$E = 2100000$	[kg/cm ²]
Coefficiente di poisson	$\nu = 0.3$	
Modulo di elasticità tangenziale	$G = 807692$	[kg/cm ²]
Densità	$\rho = 7850$	[kg/m ³]
Coefficiente per la resistenza delle sezioni	$\gamma_{M0} = 1.05$	
Modulo di resistenza della sola piastra	$W_{el} = 3.33$	[cm ³]

1.3) Caratteristiche meccaniche del bullone/cerniera

Classe di resistenza del bullone	8.8	
Tensione di snervamento	$f_{yb} = 6490$	[kg/cm ²]
Tensione di rottura	$f_{tb} = 8000$	[kg/cm ²]
Piano di taglio	interessa il gambo filettato e bulloni di classe 4.6, 5.6, 8.8 e INOX	
Resistenza di calcolo a trazione § 4.2.62 NTC2008	$F_{t,Rd} = 26438$	[kg]
Resistenza di calcolo a taglio § 4.2.57 NTC2008	$F_{v,Rd} = 17626$	[kg]
Coefficiente per la verifica delle unioni	$\gamma_{M2} = 1.25$	

1.4) Caratteristiche meccaniche e geometriche delle barre/bulloni di ancoraggio

N.B. Da realizzarsi solo quando non è possibile cerchiare la testa del pilastro per problemi di spazio, quindi si provvede a saldare un piatto ortogonalmente alla piastra nervata, fissato al pilastro prefabbricato con barre o bulloni

Numero di barre/bulloni totali	n_b	=	6	
Numero di barre/bulloni tesi	$n_{b,t}$	=	3	
Distanza dal bordo superiore	$e_{1,sup}$	=	75	[mm]
Distanza dal bordo inferiore	$e_{1,inf}$	=	75	[mm]
Distanza dai bordi laterali	e_2	=	50	[mm]
Braccio fra le barre/bulloni in direzione verticale	$p_{1,1}$	=	80	[mm]
Braccio fra le barre/bulloni in direzione verticale	$p_{1,2}$	=	80	[mm]
Braccio fra le barre/bulloni in direzione verticale	$p_{1,3}$	=	0	[mm]
Braccio fra le barre/bulloni in direzione verticale	$p_{1,4}$	=	0	[mm]
Braccio fra le barre/bulloni in direzione orizzontale	p_2	=	495	[mm]
Larghezza totale della piastra	L_p	=	595	[mm]
Profondità di infissione delle barre o bulloni	l_b	=	200	[mm]
Diametro delle barre/bulloni	\emptyset	=	20	[mm]
Area resistente del gambo filettato	A_{res}	=	2.45	[cm ²]
Area resistente del gambo non filettato	A	=	3.14	[cm ²]
Classe di resistenza della barra/bullone			8.8	
Tensione di snervamento	f_{yb}	=	6490	[kg/cm ²]
Tensione di rottura	f_{tb}	=	8000	[kg/cm ²]
Piano di taglio	interessa il gambo filettato e bulloni di classe 4.6, 5.6, 8.8 e INOX			
Resistenza di calcolo a trazione	§ 4.2.62 NTC2008	$F_{t,Rd}$	=	26438 [kg]
Resistenza di calcolo a taglio	§ 4.2.57 NTC2008	$F_{v,Rd}$	=	9408 [kg]
Coefficiente per la verifica delle unioni		γ_{M2}	=	1.25

2) VERIFICA DEL NODO CERNIERA TRAVE/PILASTRO IN DIREZIONE X

2.1) Verifica a taglio del bullone

Tipo di collegamento	§ 7.4.5.2.1 NTC 08		fixo	
<i>In assenza di indagini conoscitive delle armature del pilastro si provvede solo ad amplificare la forza di taglio sismica utilizzando $q = 1$</i>				
Scorrimento	per vincoli fissi non è previsto scorrimento	Δ	=	0 [mm]
Dimensione minima dell'asola		Δ_a	=	0 [mm]
Forza di taglio agente sul bullone		$F_{v,Ed}$	=	15027 [kg]
Forza resistente del bullone		$F_{v,Rd}$	=	17626 [kg]
Coefficiente di sicurezza	$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} =$	0.85	<	1
VERIFICA SODDISFATTA				

2.2) Verifica a rifollamento della piastra

Tipo di collegamento	§ 7.4.5.2.1 NTC 08		fixo	
<i>Il rifollamento si valuta nel caso in cui lo spostamento del bullone ha raggiunto il suo massimale. Il collegamento diventa fisso e si amplifica l'azione sismica utilizzando un fattore di strutture $q = 1$</i>				
Spessore della piastra		s	=	10 [mm]
Diametro nominale del gambo del bullone		\emptyset_n	=	28.5 [mm]
	§ 4.2.61 NTC 08	α_b	=	1.00
	§ 4.2.61 NTC 08	k_t	=	2.50
Forza di taglio agente sul bullone		$F_{v,Ed}$	=	15027 [kg]
Resistenza a rifollamento del piatto	§ 4.2.61 NTC 08	$F_{b,Rd}$	=	51300 [kg]
Coefficiente di sicurezza	$F_{b,Ed} / F_{b,Rd} =$	0.29	<	1
VERIFICA SODDISFATTA				

1.11 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

1.11.1 VERIFICA NON SISMICA – STATICA

VERIFICHE IN FONDAZIONE PER STATO LIMITE DI ESERCIZIO (§6.4.2.2) [SLE]
 (Analisi Statica Lineare NON Sismica: Inviluppo CCC SLE)

N. asta	K Winkler (N/mm ³)	Nodo i	sZ, i (mm)	sT, i (N/mm ²)	Nodo j	sZ, j (mm)	sT, j (N/mm ²)	ID CCC
139	0.004	138	-0.23	0.050	1	-0.23	0.050	37
140	0.004	1	-0.23	0.050	153	-0.23	0.051	37
141	0.004	153	-0.23	0.051	154	-0.24	0.052	37
142	0.004	154	-0.24	0.052	5	-0.24	0.054	37
143	0.004	5	-0.24	0.054	7	-0.24	0.055	37
144	0.004	7	-0.24	0.055	12	-0.24	0.057	37
145	0.004	12	-0.24	0.057	10	-0.23	0.058	37
146	0.004	10	-0.23	0.058	13	-0.22	0.060	37
147	0.004	13	-0.22	0.060	18	-0.21	0.061	37
148	0.004	18	-0.21	0.061	16	-0.18	0.063	37
149	0.004	16	-0.18	0.063	19	-0.16	0.064	37
150	0.004	19	-0.16	0.064	24	-0.15	0.065	37
151	0.004	24	-0.15	0.065	22	-0.14	0.066	37
152	0.004	22	-0.14	0.066	135	-0.12	0.066	37
153	0.004	136	-0.12	0.067	27	-0.13	0.065	37
154	0.004	27	-0.13	0.065	155	-0.14	0.064	37
155	0.004	155	-0.14	0.064	156	-0.16	0.063	37
156	0.004	156	-0.16	0.063	31	-0.18	0.061	37
157	0.004	31	-0.18	0.061	33	-0.21	0.060	37
158	0.004	33	-0.21	0.060	38	-0.22	0.058	37
159	0.004	38	-0.22	0.058	36	-0.23	0.057	37
160	0.004	36	-0.23	0.057	39	-0.24	0.056	37
161	0.004	39	-0.24	0.056	44	-0.24	0.054	37
162	0.004	44	-0.24	0.054	42	-0.24	0.052	37
163	0.004	42	-0.24	0.052	45	-0.24	0.051	37
164	0.004	45	-0.24	0.051	50	-0.23	0.051	37
165	0.004	50	-0.23	0.051	48	-0.23	0.050	37
166	0.004	48	-0.23	0.050	139	-0.23	0.050	37
167	0.004	55	-0.23	0.050	53	-0.23	0.050	37
168	0.004	53	-0.23	0.050	139	-0.23	0.050	37
169	0.004	157	-0.24	0.051	57	-0.23	0.049	37
170	0.004	59	-0.23	0.051	55	-0.23	0.050	37
171	0.004	57	-0.23	0.049	59	-0.23	0.051	37
172	0.004	158	-0.23	0.050	62	-0.23	0.049	37
173	0.004	159	-0.24	0.051	157	-0.24	0.051	37
174	0.004	62	-0.23	0.049	159	-0.24	0.051	37
175	0.004	138	-0.23	0.050	66	-0.23	0.050	37
176	0.004	160	-0.23	0.050	158	-0.23	0.050	37
177	0.004	66	-0.23	0.050	160	-0.23	0.050	37
178	0.004	71	-0.23	0.049	69	-0.23	0.050	37
179	0.004	69	-0.23	0.050	138	-0.23	0.050	37
180	0.004	134	-0.21	0.046	74	-0.22	0.047	37
181	0.004	76	-0.22	0.049	71	-0.23	0.049	37
182	0.004	74	-0.22	0.047	76	-0.22	0.049	37
183	0.004	81	-0.21	0.047	79	-0.21	0.046	37
184	0.004	79	-0.21	0.046	137	-0.21	0.045	37
185	0.004	87	-0.22	0.047	84	-0.22	0.047	37
186	0.004	86	-0.22	0.047	81	-0.21	0.047	37
187	0.004	84	-0.22	0.047	86	-0.22	0.047	37
188	0.004	93	-0.22	0.048	90	-0.22	0.047	37
189	0.004	92	-0.22	0.048	87	-0.22	0.047	37
190	0.004	90	-0.22	0.047	92	-0.22	0.048	37
191	0.004	161	-0.22	0.050	96	-0.22	0.048	37
192	0.004	98	-0.22	0.049	93	-0.22	0.048	37
193	0.004	96	-0.22	0.048	98	-0.22	0.049	37
194	0.004	139	-0.23	0.050	101	-0.23	0.050	37
195	0.004	162	-0.23	0.050	161	-0.22	0.050	37
196	0.004	101	-0.23	0.050	162	-0.23	0.050	37
197	0.004	135	-0.12	0.066	105	-0.12	0.066	37
198	0.004	105	-0.12	0.066	163	-0.12	0.066	37
199	0.004	163	-0.12	0.066	108	-0.12	0.066	37
200	0.004	108	-0.12	0.066	164	-0.12	0.066	37
201	0.004	164	-0.12	0.066	111	-0.12	0.066	37
202	0.004	111	-0.12	0.066	165	-0.12	0.066	37
203	0.004	165	-0.12	0.066	114	-0.12	0.066	37
204	0.004	114	-0.12	0.066	136	-0.12	0.067	37
205	0.004	166	-0.21	0.046	116	-0.21	0.046	37
206	0.004	116	-0.21	0.046	134	-0.21	0.046	37
207	0.004	121	-0.21	0.046	119	-0.21	0.046	37
208	0.004	167	-0.21	0.046	166	-0.21	0.046	37
209	0.004	119	-0.21	0.046	167	-0.21	0.046	37
210	0.004	168	-0.21	0.047	124	-0.21	0.046	37
211	0.004	126	-0.21	0.047	121	-0.21	0.046	37
212	0.004	124	-0.21	0.046	126	-0.21	0.047	37
213	0.004	169	-0.21	0.047	129	-0.21	0.046	37
214	0.004	129	-0.21	0.046	168	-0.21	0.047	37
215	0.004	137	-0.21	0.045	132	-0.21	0.045	37
216	0.004	132	-0.21	0.045	169	-0.21	0.047	37

1.11.2 VERIFICA SISMICA STATICA NON LINEARE (PUSHOVER)

SLE DI DANNO (SLD) - DISTR.FORZE (A) - DIREZIONE: +X

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito.
i risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):

Resistenza a SLD: F,SLD,M-GDL (kN) = 1967.66

Punto di controllo ubicato al 1° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = 0.00

- al limite di danno: dc,SLD,M-GDL = 11.02, di cui dovuto alle forze orizzontali = 11.02

Stato Limite SLD e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V,R = 63 %

Da PVR e V,R, per SLD risulta definito il valore di T,R (§ All. a)

attraverso la relazione: $T,R = -V,R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri ag, Fo, TC* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLD

e: SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv [§3.2.3], dove:

ag = accelerazione orizzontale massima al sito,

Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,

TC* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,

SS = coefficiente di sottosuolo;

CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;

S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;

TB, TC, TD = periodi di spettro;

Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR	a,g	Fo	TC*	SS	CC	S	TB	TC	TD	Fv
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLE - SLD	75	0.045	2.557	0.289	1.500	1.582	1.500	0.152	0.457	1.780	0.732

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: S,e(T*) = 0.173 g

- in spostamento: d*,e,max = S,De(T*) (mm) = 1.32

- forza di risposta elastica = S,e(T*) m* (kN) = 654.14

(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

- forza di snervamento Fy* (kN) = 1922.39

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: q* = 0.340

Controllo su q* secondo §7.8.1.6:

risulta: q* <= 3: la verifica di sicurezza (confronto tra capacità e domanda) può essere eseguita.

q* <= 1, e quindi: d*,max = d*,e,max

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d*,max (mm) = 1.32

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: P d*,max (mm) = 1.32

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento (mm) = 1.32

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 11.02

Rapporto Capacità/Domanda = 8.375: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) >= 0.167 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLD = 2475

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLD = 2.985 %

(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,

e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

Riepilogo per SLD

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Domanda	75	0.045	63.0
Capacità	2475	0.167	3.0

Indicatore di Rischio Sismico:

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha,D = PGA,CLD / PGA,DLD (=PGA \text{ in input per SLD}) = 0.167/0.045 = 3.711$

- in termini di TR: $\alpha,D = TR,CLD / TR,DLD (=TR \text{ in input per SLD}) = 2475/75 = 33.000$

SLE DI DANNO (SLD) - DISTR.FORZE (A) - DIREZIONE: -X

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito.
i risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):

Resistenza a SLD: F,SLD,M-GDL (kN) = -2037.11

Punto di controllo ubicato al 1° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = 0.00

- al limite di danno: dc,SLD,M-GDL = -8.13, di cui dovuto alle forze orizzontali = -8.13

Stato Limite SLD e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V,R = 63 %

Da PVR e V,R, per SLD risulta definito il valore di T,R (§ All. a)

attraverso la relazione: $T,R = -V,R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri ag, Fo, TC* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLD

e: SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv [§3.2.3], dove:

ag = accelerazione orizzontale massima al sito,

Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,

TC* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,

SS = coefficiente di sottosuolo;

CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;

S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;

TB, TC, TD = periodi di spettro;

Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR (anni)	a,g (*g)	Fo	TC* (sec)	SS	CC	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	Fv
SLE - SLD	75	0.045	2.557	0.289	1.500	1.582	1.500	0.152	0.457	1.780	0.732

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: S,e(T*) = 0.173 g

- in spostamento: d*,e,max = S,De(T*) (mm) = -1.29

- forza di risposta elastica = S,e(T*) m* (kN) = 654.14

(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

- forza di snervamento Fy* (kN) = -1957.49

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: q* = 0.334

Controllo su q* secondo §7.8.1.6:

risulta: q* <= 3: la verifica di sicurezza (confronto tra capacità e domanda) può essere eseguita.

q* <= 1, e quindi: d*,max = d*,e,max

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d*,max (mm) = -1.29

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: Γ d*,max (mm) = -1.29

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento (mm) = -1.29

Capacità di spostamento a SLD (mm) = -8.13

Rapporto Capacità/Domanda = 6.279: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) >= 0.167 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLD = 2475

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLD = 2.985 %

(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,

e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

Riepilogo per SLD

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.045	63.0
Capacità	2475	0.167	3.0

Indicatore di Rischio Sismico:

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: α,D = PGA,CLD / PGA,DLD(=PGA in input per SLD) = 0.167/0.045 = 3.711

- in termini di TR: α,D = TR,CLD / TR,DLD(=TR in input per SLD) = 2475/75 = 33.000

SLE DI DANNO (SLD) - DISTR.FORZE (A) - DIREZIONE: +Y

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito.
i risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):

Resistenza a SLD: $F_{SLD,M-GDL}$ (kN) = 181.02

Punto di controllo ubicato al 1° piano. Spostamento orizzontale: d_c (mm):

- iniziale = 0.00

- al limite di danno: $d_{c,SLD,M-GDL}$ = 11.92, di cui dovuto alle forze orizzontali = 11.92

Stato Limite SLD e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V,R = 63 %

Da PVR e V,R , per SLD risulta definito il valore di T,R (§ All. a)

attraverso la relazione: $T,R = - V,R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri a_g, F_o, TC^* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLD

e: $SS, CC, S, TB, TC, TD, F_v$ [§3.2.3], dove:

a_g = accelerazione orizzontale massima al sito,

F_o = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,

TC^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,

SS = coefficiente di sottosuolo;

CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;

S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;

TB, TC, TD = periodi di spettro;

F_v = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR	a_g	F_o	TC^*	SS	CC	S	TB	TC	TD	F_v
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLE - SLD	75	0.045	2.557	0.289	1.500	1.582	1.500	0.152	0.457	1.780	0.732

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_{e(T^*)}$ = 0.074 g

- in spostamento: $d_{*e,max} = S_{De(T^*)}$ (mm) = 20.94

- forza di risposta elastica = $S_{e(T^*)} m^*$ (kN) = 279.72

(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

- forza di snervamento F_{y^*} (kN) = 496.02

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: q^* = 0.564

Controllo su q^* secondo §7.8.1.6:

risulta: $q^* \leq 3$: la verifica di sicurezza (confronto tra capacità e domanda) può essere eseguita.

$q^* \leq 1$, e quindi: $d_{*,max} = d_{*e,max}$

Risposta in spostamento del sistema anelastico: $d_{*,max}$ (mm) = 20.94

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d_{*,max}$ (mm) = 20.94

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento (mm) = 20.94

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 11.92

Rapporto Capacità/Domanda = 0.569: Capacità < Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.030 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLD = 24.01826

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLD = 95.596 %

(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,

e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

Riepilogo per SLD

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Domanda	75	0.045	63.0
Capacità	24	0.030	95.6

Indicatore di Rischio Sismico:

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha_D = PGA,CLD / PGA,DL D (=PGA \text{ in input per SLD}) = 0.030/0.045 = 0.667$

- in termini di TR: $\alpha_D = TR,CLD / TR,DL D (=TR \text{ in input per SLD}) = 24/75 = 0.320$

SLE DI DANNO (SLD) - DISTR.FORZE (A) - DIREZIONE: -Y

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito.

i risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):

Resistenza a SLD: $F_{SLD,M-GDL}$ (kN) = -181.02

Punto di controllo ubicato al 1° piano. Spostamento orizzontale: d_c (mm):

- iniziale = 0.00
 - al limite di danno: dc,SLD,M-GDL = -11.92, di cui dovuto alle forze orizzontali = -11.92

Stato Limite SLD e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):
 PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V,R = 63 %
 Da PVR e V,R, per SLD risulta definito il valore di T,R (§ All. a)
 attraverso la relazione: $T,R = -V,R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri ag, Fo, TC* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLD
 e: SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv [§3.2.3], dove:
 ag = accelerazione orizzontale massima al sito,
 Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,
 TC* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,
 SS = coefficiente di sottosuolo;
 CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;
 S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;
 TB, TC, TD = periodi di spettro;
 Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR	a,g	Fo	TC*	SS	CC	S	TB	TC	TD	Fv
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLE - SLD	75	0.045	2.557	0.289	1.500	1.582	1.500	0.152	0.457	1.780	0.732

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:
 - in accelerazione: $S,e(T^*) = 0.074 g$
 - in spostamento: $d^*,e,max = S,De(T^*)$ (mm) = -20.94
 - forza di risposta elastica = $S,e(T^*) m^*$ (kN) = 279.72
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
 - forza di snervamento Fy^* (kN) = -496.02
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)
 Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 0.564$
 Controllo su q^* secondo §7.8.1.6:
 risulta: $q^* \leq 3$: la verifica di sicurezza (confronto tra capacità e domanda) può essere eseguita.
 $q^* \leq 1$, e quindi: $d^*,max = d^*,e,max$
 Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*,max (mm) = -20.94

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = -20.94

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento (mm) = -20.94
 Capacità di spostamento a SLD (mm) = -11.92

Rapporto Capacità/Domanda = 0.569: Capacità < Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.030 g
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLD = 24.01826
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLD = 95.596 %
 (rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,
 e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

Riepilogo per SLD

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Domanda	75	0.045	63.0
Capacità	24	0.030	95.6

Indicatore di Rischio Sismico:

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):
 - in termini di PGA: $\alpha,D = PGA,CLD / PGA,DL D (=PGA \text{ in input per SLD}) = 0.030/0.045 = 0.667$
 - in termini di TR: $\alpha,D = TR,CLD / TR,DL D (=TR \text{ in input per SLD}) = 24/75 = 0.320$

SLE DI DANNO (SLD) - DISTR.FORZE (E) - DIREZIONE: +X

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito.
 i risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):

Resistenza a SLD: F,SLD,M-GDL (kN) = 1881.80

Punto di controllo ubicato al 1° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = 0.00
 - al limite di danno: dc,SLD,M-GDL = 12.80, di cui dovuto alle forze orizzontali = 12.80

Stato Limite SLD e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):
 PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V,R = 63 %

Da PVR e V,R, per SLD risulta definito il valore di T,R (§ All. a) attraverso la relazione: $T,R = - V,R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri ag, Fo, TC* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLD e: SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv [§3.2.3], dove:
 ag = accelerazione orizzontale massima al sito,
 Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,
 TC* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,
 SS = coefficiente di sottosuolo;
 CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;
 S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;
 TB, TC, TD = periodi di spettro;
 Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR	a,g	Fo	TC*	SS	CC	S	TB	TC	TD	Fv
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLE - SLD	75	0.045	2.557	0.289	1.500	1.582	1.500	0.152	0.457	1.780	0.732

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:
 - in accelerazione: $S,e(T^*) = 0.173 \text{ g}$
 - in spostamento: $d^*,e,max = S,De(T^*) \text{ (mm)} = 1.35$
 - forza di risposta elastica = $S,e(T^*) m^* \text{ (kN)} = 654.14$
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
 - forza di snervamento $Fy^* \text{ (kN)} = 1914.76$
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)
 Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 0.342$
 Controllo su q^* secondo §7.8.1.6:
 risulta: $q^* \leq 3$: la verifica di sicurezza (confronto tra capacità e domanda) può essere eseguita.
 $q^* \leq 1$, e quindi: $d^*,max = d^*,e,max$
 Risposta in spostamento del sistema anelastico: $d^*,max \text{ (mm)} = 1.35$

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:
 Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max \text{ (mm)} = 1.35$

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):
 Domanda sismica in spostamento (mm) = 1.35
 Capacità di spostamento a SLD (mm) = 12.80

Rapporto Capacità/Domanda = 9.51: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) $\geq 0.167 \text{ g}$
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLD = 2475
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLD = 2.985 %
 (rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,
 e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

Riepilogo per SLD

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Domanda	75	0.045	63.0
Capacità	2475	0.167	3.0

Indicatore di Rischio Sismico:

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):
 - in termini di PGA: $\alpha,D = PGA,CLD / PGA,DLD (=PGA \text{ in input per SLD}) = 0.167/0.045 = 3.711$
 - in termini di TR: $\alpha,D = TR,CLD / TR,DLD (=TR \text{ in input per SLD}) = 2475/75 = 33.000$

SLE DI DANNO (SLD) - DISTR.FORZE (E) - DIREZIONE: -X

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito.
 i risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):

Resistenza a SLD: $F,SLD,M-GDL \text{ (kN)} = -2073.75$

Punto di controllo ubicato al 1° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = 0.00
 - al limite di danno: $dc,SLD,M-GDL = -9.96$, di cui dovuto alle forze orizzontali = -9.96

Stato Limite SLD e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V,R = 63 %
 Da PVR e V,R, per SLD risulta definito il valore di T,R (§ All. a) attraverso la relazione: $T,R = - V,R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri ag, Fo, TC* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLD e: SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv [§3.2.3], dove:
 ag = accelerazione orizzontale massima al sito,
 Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,

TC* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,
 SS = coefficiente di sottosuolo;
 CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;
 S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;
 TB, TC, TD = periodi di spettro;
 Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR	a, g	Fo	TC*	SS	CC	S	TB	TC	TD	Fv
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLE - SLD	75	0.045	2.557	0.289	1.500	1.582	1.500	0.152	0.457	1.780	0.732

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:
 - in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.173 \text{ g}$
 - in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*) \cdot m^* \text{ (mm)} = -1.32$
 - forza di risposta elastica = $S_e(T^*) \cdot m^* \text{ (kN)} = 654.14$
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
 - forza di snervamento $F_y^* \text{ (kN)} = -1972.35$
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)
 Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 0.332$
 Controllo su q^* secondo §7.8.1.6:
 risulta: $q^* \leq 3$: la verifica di sicurezza (confronto tra capacità e domanda) può essere eseguita.
 $q^* \leq 1$, e quindi: $d^*,max = d^*,e,max$
 Risposta in spostamento del sistema anelastico: $d^*,max \text{ (mm)} = -1.32$

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max \text{ (mm)} = -1.32$

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento (mm) = -1.32
 Capacità di spostamento a SLD (mm) = -9.96

Rapporto Capacità/Domanda = 7.53: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) $\geq 0.167 \text{ g}$
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLD = 2475
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLD = 2.985 %
 (rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,
 e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

Riepilogo per SLD

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Domanda	75	0.045	63.0
Capacità	2475	0.167	3.0

Indicatore di Rischio Sismico:

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):
 - in termini di PGA: $\alpha_D = \text{PGA,CLD} / \text{PGA,DLD} (= \text{PGA in input per SLD}) = 0.167/0.045 = 3.711$
 - in termini di TR: $\alpha_D = \text{TR,CLD} / \text{TR,DLD} (= \text{TR in input per SLD}) = 2475/75 = 33.000$

SLE DI DANNO (SLD) - DISTR. FORZE (E) - DIREZIONE: +Y

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito.
 i risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):

Resistenza a SLD: $F_{SLD,M-GDL} \text{ (kN)} = 185.94$

Punto di controllo ubicato al 1° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = 0.00
 - al limite di danno: $dc_{SLD,M-GDL} = 11.27$, di cui dovuto alle forze orizzontali = 11.27

Stato Limite SLD e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V,R = 63 %
 Da PVR e V,R, per SLD risulta definito il valore di T,R (§ All. a)
 attraverso la relazione: $T,R = -V,R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri ag, Fo, TC* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLD

e: SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv [§3.2.3], dove:
 ag = accelerazione orizzontale massima al sito,
 Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,
 TC* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,
 SS = coefficiente di sottosuolo;
 CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;
 S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;
 TB, TC, TD = periodi di spettro;

Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR	a,g	Fo	TC*	SS	CC	S	TB	TC	TD	Fv
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLE - SLD	75	0.045	2.557	0.289	1.500	1.582	1.500	0.152	0.457	1.780	0.732

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.076 \text{ g}$
- in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*) \text{ (mm)} = 20.34$
- forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^* \text{ (kN)} = 288.03$
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento $F_y^* \text{ (kN)} = 535.94$
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 0.537$

Controllo su q^* secondo §7.8.1.6:

risulta: $q^* \leq 3$: la verifica di sicurezza (confronto tra capacità e domanda) può essere eseguita.

$q^* \leq 1$, e quindi: $d^*,max = d^*,e,max$

Risposta in spostamento del sistema anelastico: $d^*,max \text{ (mm)} = 20.34$

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max \text{ (mm)} = 20.34$

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento (mm) = 20.34

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 11.27

Rapporto Capacità/Domanda = 0.554: Capacità < Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.029 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLD = 22.26279

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLD = 96.557 %

(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,

e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

Riepilogo per SLD

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Domanda	75	0.045	63.0
Capacità	22	0.029	96.6

Indicatore di Rischio Sismico:

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha_D = \text{PGA,CLD} / \text{PGA,DLD} (= \text{PGA in input per SLD}) = 0.029/0.045 = 0.644$

- in termini di TR: $\alpha_D = \text{TR,CLD} / \text{TR,DLD} (= \text{TR in input per SLD}) = 22/75 = 0.297$

SLE DI DANNO (SLD) - DISTR.FORZE (E) - DIREZIONE: -Y

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito.

i risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):

Resistenza a SLD: $F_{SLD,M-GDL} \text{ (kN)} = -185.94$

Punto di controllo ubicato al 1° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = 0.00

- al limite di danno: $dc_{SLD,M-GDL} = -11.27$, di cui dovuto alle forze orizzontali = -11.27

Stato Limite SLD e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V,R = 63 \%$

Da PVR e V,R , per SLD risulta definito il valore di T,R (§ All. a)

attraverso la relazione: $T,R = - V,R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri ag, Fo, TC^* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLD

e: SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv [§3.2.3], dove:

ag = accelerazione orizzontale massima al sito,

Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,

TC* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,

SS = coefficiente di sottosuolo;

CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;

S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;

TB, TC, TD = periodi di spettro;

Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR	a,g	Fo	TC*	SS	CC	S	TB	TC	TD	Fv
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	

| SLE - SLD | 75 | 0.045 | 2.557 | 0.289 | 1.500 | 1.582 | 1.500 | 0.152 | 0.457 | 1.780 | 0.732 |

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:
 - in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.076 \text{ g}$
 - in spostamento: $d^*,e,max = S_{De}(T^*) \text{ (mm)} = -20.34$
 - forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^* \text{ (kN)} = 288.03$
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
 - forza di snervamento $Fy^* \text{ (kN)} = -535.94$
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)
 Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 0.537$
 Controllo su q^* secondo §7.8.1.6:
 risulta: $q^* \leq 3$: la verifica di sicurezza (confronto tra capacità e domanda) può essere eseguita.
 $q^* \leq 1$, e quindi: $d^*,max = d^*,e,max$
 Risposta in spostamento del sistema anelastico: $d^*,max \text{ (mm)} = -20.34$

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max \text{ (mm)} = -20.34$

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento (mm) = -20.34
 Capacità di spostamento a SLD (mm) = -11.27

Rapporto Capacità/Domanda = 0.554: Capacità < Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.029 g
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR,CLD = 22.26279$
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 75$ anni,
 ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR,CLD = 96.557 \%$
 (rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,
 e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

Riepilogo per SLD

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Domanda	75	0.045	63.0
Capacità	22	0.029	96.6

Indicatore di Rischio Sismico:

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):
 - in termini di PGA: $\alpha_D = PGA_{CLD} / PGA_{DL} (=PGA \text{ in input per SLD}) = 0.029/0.045 = 0.644$
 - in termini di TR: $\alpha_D = TR_{CLD} / TR_{DL} (=TR \text{ in input per SLD}) = 22/75 = 0.297$

2. RELAZIONE SUI MATERIALI

2.1 ELENCO DEI MATERIALI IMPIEGATI E LORO MODALITA' DI POSA IN OPERA

2.1.1 ELENCO DEI MATERIALI IMPIEGATI

Il progettista delle strutture in oggetto prescrive per le opere l'integrale rispetto delle norme di cui al D.M. 14/01/08 facendo riferimento al § 11 per i materiali

Al §11.2 vengono espresse le prescrizioni comuni per le tipologie di calcestruzzo:

- C 25/30 per le strutture in fondazione ed elevazione;

Al § 11.3 vengono espresse le prescrizioni comuni a tutte le tipologie di acciaio:

- acciaio FeB44K per armature;
- acciaio S235 per le piastre di ancoraggio fra travi prefabbricate di copertura e cordolo;

Per la tipologia di mattoni si fa riferimento a quelli minimi prescritti dalla norma in assenza di prove sperimentali e con un LC1 in tabella C8.A.2.1 della Circolare 02/02/2009.

2.1.2 MODALITA' DI POSA IN OPERA

Di seguito vengono esposte le principali istruzioni per la corretta posa in opera dei materiali impiegati.

2.1.2.1 CONGLOMERATO CEMENTIZIO ARMATO

Fatti salvi i controlli di conformità dei materiali all'arrivo in cantiere, per la corretta posa in opera si raccomanda che al momento del getto tutte le operazioni di preparazione siano terminate in particolare per quanto riguarda le barre d'armatura e casseforme, che dovranno assicurare la non fuoriuscita del calcestruzzo, soprattutto in corrispondenza dei giunti e ai piedi delle casseforme stesse. Inoltre si possono dare le seguenti raccomandazioni generali per la posa del calcestruzzo:

- La massima altezza di caduta libera del calcestruzzo dipende dalla tipologia della struttura che deve permettere al calcestruzzo di scorrere liberamente.
- Per strutture elevate è preferibile il pompaggio del calcestruzzo dal basso della struttura
- Massima distanza di scorrimento laterale: 15 m.
- Posa in opera del calcestruzzo senza soluzioni di continuità. E' sempre preferibile impiegare la pompa per calcestruzzo.
- Differenti strati di calcestruzzo saranno gettati in maniera continua prima che lo strato inferiore perda la sua fluidità, in modo da formare getti monolitici.
- La velocità di getto sarà adeguata al tipo di struttura in relazione alle dimensioni e alle condizioni delle armature.
- Impiegare un disarmante di buona qualità per prevenire bolle d'aria in superficie al getto.
- L'impiego di metodi ausiliari per prevenire la formazione di bolle in superficie al calcestruzzo devono essere evitati per scongiurare un'eventuale segregazione del calcestruzzo.
- Procedere alla vibratura del getto in casi di calcestruzzo non autocompattante.
- Per le casseforme si deve tenere presente che:
 - la spinta laterale alle stesse dovrebbe essere considerata come spinta dovuta alla pressione idraulica del calcestruzzo per evitare lo sganciamento delle casseforme;
 - la rimozione delle casseforme potrà avvenire normalmente.

Si ritiene altresì utile riassumere brevemente alcune operazioni che l'impresa deve correttamente eseguire:

- il calcestruzzo andrà gettato e costipato in maniera tale da garantire un idoneo annegamento dell'armatura e degli elementi gettati, nel rispetto delle tolleranze prescritte per il copriferro nel calcestruzzo costipato e in maniera tale da permettere al calcestruzzo il raggiungimento delle resistenze e durabilità previste;
- in fase di getto e costipazione, i fenomeni di segregazione dovranno essere ridotti al minimo;
- in fase di getto e costipazione, il calcestruzzo dovrà essere protetto da insolazione diretta, vento di forte velocità, gelo, acqua, pioggia e neve.

Immediatamente dopo il getto, il calcestruzzo sarà sottoposto a stagionatura protetta:

- per minimizzare il ritiro plastico;
- per garantire un'adeguata resistenza superficiale;
- per garantire un'adeguata durabilità della zona superficiale dal gelo; da vibrazioni, urti o danneggiamenti.

I metodi di stagionatura dovranno sviluppare basse velocità di evaporazione dalla superficie del calcestruzzo oppure mantenere quest'ultima costantemente umida.

I metodi di stagionatura da impiegarsi separatamente o in sequenza sono i seguenti:

- mantenere la cassaforma in posizione;
- coprire la superficie del calcestruzzo con teloni impermeabili al vapore assicurandoli alle estremità e sui giunti per evitare correnti d'aria;
- posizionare coperture umide sulla superficie e proteggerle dall'essiccazione;
- mantenere la superficie del calcestruzzo visibilmente umida con una quantità adeguata di acqua;
- applicare un antievaporante di idoneità comprovata.

La durata di stagionatura sarà in funzione dello sviluppo delle proprietà del calcestruzzo nella zona superficiale.

Il calcestruzzo da impiegare in classi di esposizione diverse da X0 o XC1 sarà sottoposto a stagionatura finché la resistenza superficiale abbia raggiunto almeno il 50% della resistenza a compressione specificata.

La temperatura superficiale del calcestruzzo non dovrà essere inferiore a 0°C fintanto che la superficie non abbia raggiunto un livello di resistenza tale da opporsi al gelo senza danni (solitamente quando $R_c > 5$ MPa).

Infine, particolare attenzione dovrà essere prestata ai gradienti termici della struttura quando la sezione risulta superiore ai 30-40 cm.

2.1.2.2 ACCIAIO DA CARPENTERIA PER CONGLOMERATO CEMENTIZIO

Fatti salvi i controlli di conformità dei materiali all'arrivo in cantiere, la posa in opera delle armature è un'operazione di grande importanza dal punto di vista della qualità, durabilità e sicurezza delle opere in cemento armato. Le statistiche mostrano che gran parte delle patologie del cemento armato sono dovute alla posa in opera dei ferri di armatura errata, ai problemi di corrosione per ricoprimenti inadeguati, alla scarsa compattezza del calcestruzzo ed alla eccessiva fessurazione.

Le regole fondamentali da rispettare sono tre:

- le barre, le staffe e le altre armature devono rimanere situate nella posizione definita in progetto, dentro le tolleranze definite. È anche necessario fissare e realizzare correttamente le sovrapposizioni e gli ancoraggi
- le legature devono essere realizzate in modo tale che, durante il getto, non si alteri la configurazione definita nel montaggio
- l'armatura posizionata e fissata deve permettere la posa in opera del calcestruzzo e la sua compattazione, per la quale è necessario adottare distanze minime e ricoprimenti adeguati delle armature.

Il materiale sagomato è soggetto anche ad altre operazioni come: la movimentazione, lo stoccaggio, il trasporto, posa in opera, durante i quali il prodotto finito potrebbe essere soggetto a deformazioni tali da comprometterne l'efficienza. Se il prodotto finito (soprattutto in casi particolari per peso, dimensione, distanza) deve essere garantito contro questi inconvenienti è necessario che ciò sia indicato in progetto ed espressamente richiesto all'officina di presagomatura. Tali condizioni corrispondono infatti a dei costi aggiuntivi dei quali è necessario tenere debito conto.

Legatura dei ferri di armatura

Per legatura si intende l'insieme di operazioni destinate a fissare elementi più o meno elaborati, ad esempio barre longitudinali e staffe presagomate, in modo tale che l'armatura risultante acquisisca la forma globale definita in progetto e la mantenga durante il trasporto, il montaggio ed il getto del calcestruzzo; in Italia non esistono norme al riguardo.

Fondamentalmente esistono due procedimenti per effettuare la legatura:

- con fil di ferro. Nella pratica abituale si impiega «filo nero» di acciaio, normalmente con diametro da 1 a 2 mm e si realizza la legatura con tenaglie. Si possono anche usare fermagli particolari, ad esempio spezzoni di filo di lunghezza differente con ganci agli estremi, che si legano mediante un attrezzo manuale costituito da una vite senza fine o mediante legatrici meccaniche.
- con punti di saldatura. È un procedimento economico e rapido, non fornisce alcun ancoraggio meccanico, ma conferisce alle gabbie di armatura la rigidità necessaria affinché le operazioni dovute al getto non alterino la posizione rispettiva dei vari elementi che la costituiscono.

La saldatura deve garantire una certa resistenza dell'unione, deve assicurare la non riduzione di duttilità e di resistenza delle barre nella zona della saldatura.

Questi requisiti consigliano solo la saldatura negli stabilimenti di presagomatura che, con adeguate strumentazioni e operai specializzati, assicurano l'esecuzione di suddetta saldatura sotto condizioni ben controllate.

Posa in opera delle armature

Nella collocazione delle armature occorre prestare attenzione che queste non vengano a contatto con sostanze che possano pregiudicare l'aderenza, come ad esempio i disarmani.

Nel mettere in opera le armature occorre realizzare, con cura e precisione, il copriferro e le distanze minime tra le armature prescritti in progetto, nel rispetto delle indicazioni di normativa.

Copriferro

Un copriferro minimo deve essere realizzato per assicurare la corretta trasmissione delle forze di aderenza fra le barre di acciaio ed il calcestruzzo, una adeguata resistenza al fuoco, la protezione dell'acciaio contro la corrosione e perché non si abbia *spalling* (distaccamento del ricoprimento di calcestruzzo).

La protezione dell'armatura contro la corrosione si basa sulla presenza di un ambiente alcalino ottenuto con un adeguato spessore di calcestruzzo di buona qualità, maturato correttamente. Lo spessore del ricoprimento dipende dunque sia dalle condizioni di esposizione che dalla qualità del calcestruzzo, quest'ultima è funzione del dosaggio di cemento e del rapporto acqua-cemento.

Per soddisfare questa esigenza si utilizzano tutta una serie di dispositivi che tengono separate le armature dai paramenti esterni, anche con distanze leggermente superiori a quelle prescritte, dato che bisogna tenere conto di opportune tolleranze.

Interferro

La distanza tra le barre deve di regola essere tale da consentire la messa in opera e la compattazione del calcestruzzo in maniera soddisfacente per garantire lo sviluppo di adeguata aderenza. A tale riguardo la dimensione massima dell'aggregato deve consentire una adeguata compattazione del calcestruzzo intorno alle barre. La distanza libera orizzontale e verticale tra singole barre non deve essere minore del massimo diametro della barra impiegata e non meno di 20 mm. In caso di barre disposte in strati orizzontali separati, le barre di ogni singolo strato devono essere poste verticalmente una sopra l'altra e lo spazio fra gli allineamenti verticali deve permettere il passaggio di un apparecchio vibratore.

Tipi di distanziatori

Per mantenere l'armatura in posizione corretta, definita nel progetto, sono necessari un numero sufficiente di distanziatori o supporti, essi devono essere anche capaci di sopportare i carichi agenti trasmessi dalle barre durante la costruzione, devono essere durabili, non portare alla corrosione l'armatura e non causare distacco del ricoprimento.

I distanziatori sono classificati in base alla forma ed al materiale:

- distanziatori lineari. Sono normalmente destinati a mantenere in posizione l'armatura inferiore di plinti, lastre, travi, ecc;
- distanziatori puntuali. Possono essere di malta cementizia o plastica;
- distanziatori di malta cementizia. Sono costituiti da una pastiglia di malta, con resistenza, durabilità ed aspetto simile al calcestruzzo e sono dotati di un sistema di fissaggio mediante fili. Esistono distanziatori di questo tipo di grande qualità, fabbricati con calcestruzzo ad alta resistenza e dotati di un dispositivo in plastica per bloccare la barra di acciaio;
- distanziatori di plastica. I tipi più frequenti corrispondono ai distanziatori generalmente utilizzati per le armature inferiori di travi e lastre. In Fig. 5-8b si riconoscono i distanziatori di plastica del tipo a ruota, specialmente indicati per elementi lineari, in particolare pilastri e pali
- distanziatori terminali. Si producono quasi esclusivamente in plastica;
- cavallotti. Esistono cavallotti di tipo continuo e cavallotti per appoggi puntuali. Sono solitamente in filo di ferro galvanizzato o in acciaio inossidabile. Il cavallotto che si ottiene dal taglio di una rete elettrosaldata e successiva piegatura, si adatta a qualunque altezza richiesta con relativa facilità. È importante disporre tappi di plastica o almeno pezzi di tubo di plastica che impediscano il contatto dei piedi con il cassero, per evitare successivamente macchie di ossido nella superficie dell'elemento, giacché di solito non è galvanizzato.
- pinne o cavalletti. Si utilizzano per sostenere o distanziare armature parallele specialmente nelle lastre di grande dimensione. Si realizzano mediante piegatura di barre di armatura e si deve fare attenzione che non poggino direttamente sul cassero.

Regole per la collocazione dei distanziatori

La posizione, il numero e la mutua distanza è quella strettamente necessaria per realizzare i ricoprimenti e le distanze fra le armature prescritti in progetto, entro i limiti normali di tolleranza.

Fondazioni

I reticoli inferiori di armatura devono appoggiarsi su distanziatori accoppiati all'armatura inferiore, collocati alternativamente su barre parallele consecutive a distanza minima di 50 volte il diametro della barra, senza oltrepassare il metro.

Per le reti elettrosaldate si devono collocare alternativamente distanziatori a distanze minime di 50 cm nelle direzioni, longitudinale e trasversale. Se si utilizzano cavallotti lineari si rammenta che non devono eccedere i 35 cm di lunghezza e devono essere collocati allineati.

Nelle armature che in sommità hanno come separazione dalla superficie una distanza inferiore a due volte il ricoprimento, si devono disporre distanziatori terminali.

I reticoli superiori dell'armatura di platee, fondazioni, ecc., siano queste barre o reti elettrosaldate, devono appoggiarsi su:

- cavallotti lineari, posti a distanza massima di 50 volte il diametro della barra, che poggeranno sul reticolo inferiore se esiste e, in caso contrario, su distanziatori puntuali o lineari distanti tra loro al massimo 50 cm;
- cavallotti individuali che sono distanziati in entrambe le direzioni di non più di 50 volte il diametro della barra o 50 cm. Se appoggiano sul cassero i cavallotti devono stare su appoggi rivestiti di plastica per evitare la corrosione, o meglio, essere di materiale inattaccabile;
- «pinne o cavallotti» ad una distanza tra loro, in entrambe le direzioni, che non superi 50 volte il diametro della barra. Se appoggiano sul cassero o sul calcestruzzo di finitura, le pinne devono poggiare su distanziatori puntuali.

Platee e solette

Si applicano le stesse regole valide per le fondazioni.

2.1.2.3 ELEMENTI IN LATERIZIO

Fatti salvi i controlli di conformità dei materiali all'arrivo in cantiere, si raccomanda:

Lo stoccaggio in cantiere

All'interno del cantiere deve essere predisposta un'area per il deposito dei pacchi provenienti dalla fornace. È bene che il materiale non venga posato a diretto contatto con il terreno in quanto in tal modo potrebbe assorbire umidità, humus, ecc. e dare luogo, in fase di posa in opera, a problemi di efflorescenze localizzate od a fenomeni di non perfetta aderenza tra malta-intonaco e blocco. Specialmente durante la stagione invernale è bene proteggere il materiale dalle intemperie al fine di evitare che l'azione dell'acqua piovana e del gelo possano in qualche modo danneggiarlo.

La scelta degli elementi

Prima della fase di posa in opera deve essere fatta una cernita degli elementi eventualmente difettosi presenti all'interno dei pacchi. Anche nel caso di un materiale di qualità può succedere che alcuni elementi risultino danneggiati o comunque non conformi alle regole di accettazione dei prodotti in laterizio. In tal caso il muratore dovrà scartare gli elementi eventualmente difettosi (la cernita deve essere particolarmente accurata nel caso in cui si preveda l'impiego dei blocchi in strutture murarie fortemente sollecitate).

La posa in opera

I blocchi in laterizio non richiedono particolari tecniche di posa in opera e sono quindi assimilabili ai normali mattoni o blocchi in laterizio. Nella fase di posa in opera di blocchi in laterizio forato è comunque buona cosa operare in modo tale che sia soddisfatto quanto segue:

- i giunti di malta orizzontali siano i più regolari possibili e di spessore compreso tra 5 e 15 mm;
- i giunti di malta orizzontali e verticali siano accuratamente riempiti fino alla superficie esterna (le eventuali sbavature verso l'esterno vanno subito tolte con la cazzuola);
- le facce del muro siano tra loro parallele e gli spigoli risultino perfettamente verticali e controllati con il filo a piombo;
- i vari corsi di blocchi devono essere tra loro adeguatamente sfalsati al fine di ottenere un buon collegamento degli elementi che compongono il muro. Si può assumere per lo sfalsamento S dei giunti verticali il seguente riferimento:
 $S \geq 0,4$ dove h indica l'altezza del blocco;
- i blocchi eventualmente tolti perché murati in modo non corretto devono essere riutilizzati con malta nuova;
- i giunti orizzontali e verticali possono essere opportunamente interrotti in modo da formare due strisce parallele al piano medio del muro ad una distanza consigliata di circa 2-4 cm e comunque non superiore a $t/3$ (dove t è lo spessore del muro). L'interruzione del giunto di malta, anche di un solo centimetro, consente di ottenere un miglioramento delle caratteristiche termiche della parete e può essere operata sia in presenza di murature portanti che di tamponamento. Per murature portanti particolarmente sollecitate si consiglia

comunque di porre particolare attenzione alla qualità della malta e di limitare la larghezza dell'interruzione del giunto;

- nel caso di impiego di blocchi ad incastro si consiglia di eseguire sempre il giunto di malta verticale se il blocco è conformato in modo tale da consentire di ricavare un'apposita tasca per l'alloggiamento della malta stessa;
- nel caso in cui non si riesca ad "arrivare in quota" con un numero intero di corsi si consiglia, per raggiungere la quota voluta, di tagliare i blocchi. È del tutto sconsigliato l'uso di soluzioni alternative (quali l'impiego di elementi di altra natura - blocchi o mattoni in laterizio normale, a fori orizzontali od altro);
- i blocchi in laterizio forato sono di regola elementi da disporre in opera con foratura disposta in senso verticale;
- la profondità della zona di appoggio di eventuali architravi sopra porta o sopra finestra deve essere almeno pari a $\frac{2}{3}$ dello spessore del muro.

2.2 VALORI DI CALCOLO

Tipologia materiale: sono previsti i seguenti tipi:

1) Conglomerato Cementizio Armato, 2) Acciaio, 3) Muratura, 4) Legno, 5) Materiale generico

Descrizione: denominazione del materiale. Nei dati seguenti, i parametri meccanici (moduli di elasticità e resistenze) sono espressi in N/mm² (Sistema Internazionale).

Parametri specifici per edifici in muratura:

Mur. nuova: Materiale murario di nuova realizzazione (-1), o muratura esistente (0)

Tipologia muratura:

Per muratura nuova: 1) Pietra Non Squadrata, 2) Listata, 3) Pietra Squadrata, 4) Laterizio Pieni, 5) Laterizio Semipieni, 6) Calcestruzzo Pieni, 7) Calcestruzzo Semipieni.

Per muratura esistente (§C8A.2): 1) Pietrame disordinata, 2) Conci sbozzati, 3) Pietre a spacco, buona tessitura, 4) Conci di pietra tenera, 5) Blocchi lapidei squadrate, 6) Mattoni pieni, malta di calce, 7) Mattoni semipieni, malta cementizia, 8) Blocchi laterizi semipieni (f<45%), 9) Blocchi laterizi semipieni, giunti vert.a secco (f<45%), 10) Blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (45%<f<65%), 11) Blocchi di calcestruzzo semipieni (f<45%)

Parametri validi per qualsiasi materiale:

Modulo di elasticità longitudinale (**E**) e tangenziale (**G**)

Ulteriori parametri specifici per edifici in muratura:

resistenze:

fm, fk (media e caratteristica, a compressione della muratura);

fvm0/tauo, fvko (media e caratteristica, a taglio della muratura in assenza di carichi verticali);

ftm (media, a trazione della muratura);

fhm, fhk (media e caratteristica, a compressione della muratura in direzione orizzontale nel piano del muro);

fbk (a compressione dell'elemento), **f'bk** (dell'elemento in direzione orizzontale e nel piano del muro)

Malta: fm: resistenza a compressione della malta (§11.10.2.1). Sono previsti i seguenti valori (N/mm²): 2.5 (corrisponde a M4 del D.M.20.11.1987), 5 (M3), 10 (M2), 15 (M1)

Duttilità (du/de): moltiplicatore dello spostamento al limite elastico per la definizione del limite ultimo (parametro usato in analisi non lineare)

Coeff. attrito: coefficiente di attrito, normalmente pari a 0.4. E' presente in input per eventuali modifiche in caso di disponibilità di dati sperimentali

Altri parametri validi per tutti i materiali:

Coefficiente di dilatazione termica

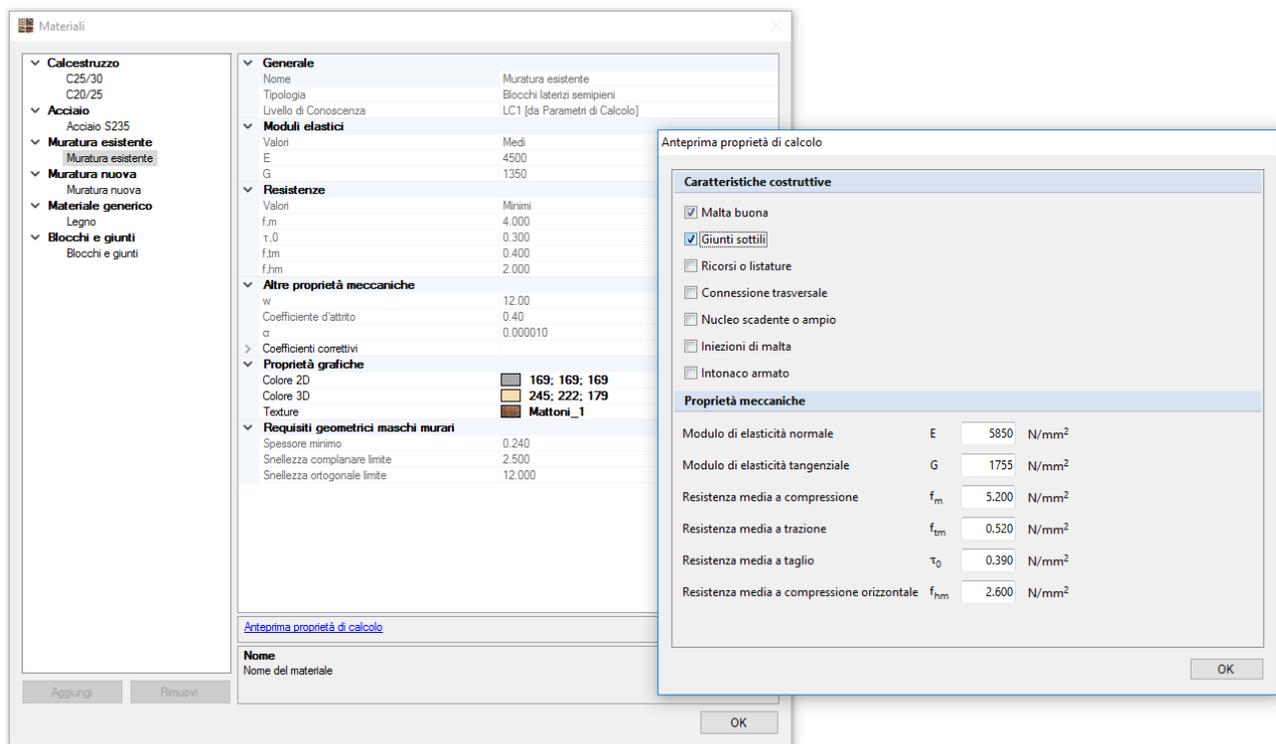
Peso Specifico: peso per unità di volume

Dati MATERIALI

N°	Tipologia materiale	Descrizione	Mat. [parametri meccanici: N/mm ²]	Tipologia muratura	E	G	fm
1 1)	Conglomerato Cementizio Armato	C25/30			31000	13000	25.00
2	2) Acciaio	Acciaio S235			210000	80769	0.00
3	3) Muratura	Muratura esistente		8) Blocchi laterizi semipieni (f<45%)	4500	1350	4.00
4	3) Muratura	Muratura nuova	X	4) Laterizio Pieni	5300	2120	7.57
5	5) Materiale generico	Legno			10000	3500	0.00
6	4) Legno	Blocchi e giunti			50000	20000	35.00
7 1)	Conglomerato Cementizio Armato	C20/25			31000	13000	20.00

N°	fk	fvm0 (mur.nuova) / tau0 (mur.esistente)	fvk0	ftm	fhm	fhk	fbk	f'bk	Malta: fm	Duttilità (du/de)	Coeff. attrito	Coeff. dilataz. termica (°^-1)	Peso sp. (kN/m ³)	Coeff. corr.: Malta buona
1	25.00	0.000	0.000	0.000	12.50	12.50	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.000010	25.00	1.00
2	235.00	0.000	0.000	0.000	0.00	117.50	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.000012	78.50	1.00
3	2.80	0.300	0.210	0.400	2.00	1.40	0.00	0.00	0.0	1.50	0.40	0.000010	12.00	1.30
4	5.30	0.286	0.200	0.000	3.79	2.65	10.00	2.00	10.0	2.00	0.40	0.000010	18.00	1.00
5	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.000004	8.00	1.00
6	24.50	0.000	0.000	3.500	17.50	12.25	0.00	0.00	0.0	0.00	0.40	0.000004	20.00	1.00
7	20.00	0.000	0.000	0.000	10.00	10.00	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.000010	25.00	1.00

N°	Giunti sottili	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Nucleo scadente	Iniezioni di miscele	Intonaco armato	E giunto	G giunto	fm giunto	ftm giunto
1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0	0	0.00	0.000
2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0	0	0.00	0.000
3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30	0	0	0.00	0.000
4	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0	0	0.00	0.000
5	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0	0	0.00	0.000
6	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	660	264	2.50	0.250
7	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0	0	0.00	0.000



Di seguito vengono elencati i materiali usati nel modello:

Dati generali

ID	=	numero identificativo del materiale
E	=	modulo di Elasticità
ν	=	coefficiente di Poisson
G	=	modulo di Elasticità Tangenziale
Ps	=	peso specifico
α	=	coefficiente di Dilatazione Termica
f_{yk}	=	tensione caratteristica di snervamento
f_u	=	resistenza ultima a trazione
ϵ_{ud}	=	deformazione ultima
$\gamma_{M,c}$	=	coeff. parziale materiale per resistenza a SLU per compressione
$\gamma_{M,t}$	=	coeff. parziale materiale per resistenza a SLU per trazione
γ_M	=	coeff. parziale materiale per resistenza a SLU
$\gamma_{M,ecc}$	=	coeff. parziale materiale per resistenza a SLU per situazioni eccezionali

Dati specifici per calcestruzzo

R_{ck}	=	resistenza caratteristica cubica di compressione del calcestruzzo
f_{ck}	=	resistenza caratteristica cilindrica di compressione del calcestruzzo
f_{ctk}	=	resistenza caratteristica di trazione del calcestruzzo
f_{ctm}	=	resistenza media di trazione del calcestruzzo
$f_{ct,eff}$	=	resistenza media di trazione efficace del calcestruzzo al momento in cui si suppone l'insorgere delle prime fessure
γ_c	=	coeff. parziale materiale per resistenza a SLU per compressione del calcestruzzo
α_{cc}	=	coefficiente riduttivo per le resistenze a compressione di lunga durata
α_{ct}	=	coefficiente riduttivo per le resistenze a trazione di lunga durata

Dati specifici per acciaio da carpenteria

f_y	=	tensione di snervamento acciaio per spessori minori o uguali a 40mm
f_{y1}	=	tensione di snervamento acciaio per spessori maggiori di 40mm
$\gamma_{M0,c}$	=	coeff. parziale materiale per resistenza a SLU per compressione per acciaio da carpenteria (per il DM 14/09/2005 corrisponde a γ_M)
$\gamma_{M0,t}$	=	coeff. parziale materiale per resistenza a SLU per trazione per acciaio da carpenteria

γ_{M1} = coeff. parziale materiale per resistenza a SLU per acciaio da carpenteria per verifiche di instabilità (per il DM 14/09/2005 corrisponde a γ_M)

Dati specifici per legno strutturale

- Cl.Serv. = classe di servizio per materiali di tipo “legno strutturale”
 $k_{mod,perm}$ = coefficiente di modificazione delle resistenze del legno strutturale in presenza di azioni permanenti
 $k_{mod,lung}$ = coefficiente di modificazione delle resistenze del legno strutturale in presenza di azioni di lunga durata
 $k_{mod,med}$ = coefficiente di modificazione delle resistenze del legno strutturale in presenza di azioni di media durata
 $k_{mod,brev}$ = coefficiente di modificazione delle resistenze del legno strutturale in presenza di azioni di breve durata
 $k_{mod,ist}$ = coefficiente di modificazione delle resistenze del legno strutturale in presenza di azioni istantanee
 k_{def} = coefficiente per l’abbattimento delle caratteristiche di rigidezza del legno strutturale per il calcolo delle deformazioni a lungo termine.
 $f_{m,k}$ = resistenza caratteristica del legno strutturale a flessione.
 $f_{t,0,k}$ = resistenza caratteristica del legno strutturale a trazione parallela alla fibratura.
 $f_{t,90,k}$ = resistenza caratteristica del legno strutturale a trazione perpendicolare alla fibratura.
 $f_{c,0,k}$ = resistenza caratteristica del legno strutturale a compressione parallela alla fibratura.
 $f_{c,90,k}$ = resistenza caratteristica del legno strutturale a compressione perpendicolare alla fibratura.
 $f_{v,k}$ = resistenza caratteristica del legno strutturale a taglio in direzione perpendicolare alla fibratura (cioè quello che agisce in un piano perpendicolare alla fibratura stessa).
 $f_{v,r,k}$ = resistenza caratteristica del legno strutturale a taglio di rotolamento (cioè quello che determina lo scorrimento delle fibre rispetto a quelle adiacenti agendo in un piano parallelo alla direzione di fibratura, con direzione perpendicolare alla fibratura).
 $f_{v,b,k}$ = resistenza caratteristica del legno strutturale a taglio da spacco (cioè quello che determina lo scorrimento delle fibre rispetto a quelle adiacenti agendo in un piano parallelo alla direzione di fibratura, con direzione parallela alla fibratura stessa).
 $E_{0,k}$ = modulo elastico caratteristico del legno strutturale in direzione parallela alla fibratura.
 $E_{90,k}$ = modulo elastico caratteristico del legno strutturale in direzione perpendicolare alla fibratura.
 ρ_k = densità caratteristica del legno strutturale.

Dati specifici per pannelli di tavole di legno massiccio incrociato (XLam)

- EA_2 = rigidezza membranale dei pannelli XLam in direzione 2
 EA_3 = rigidezza membranale dei pannelli XLam in direzione 3
 EJ_2 = rigidezza flessionale dei pannelli XLam in direzione 2
 EJ_3 = rigidezza flessionale dei pannelli XLam in direzione 3
 GA_{v12} = rigidezza dei pannelli XLam a taglio fuori piano sulla faccia perpendicolare alla direzione 2 (cioè quella associata all’azione interna Q12 degli elementi Shell, vedi LINK-SOLLECITAZIONI SHELL).
 GA_{v13} = rigidezza dei pannelli XLam a taglio fuori piano sulla faccia perpendicolare alla direzione 3 (cioè quella associata all’azione interna Q13 degli elementi Shell, vedi LINK-SOLLECITAZIONI SHELL).
 GA_{v23} = rigidezza dei pannelli XLam a taglio membranale (cioè quella associata all’azione interna N23 degli elementi Shell, vedi LINK-SOLLECITAZIONI SHELL).
GrpEsig = è gruppo di esigenza (livello di aggressività dell’ambiente) per le verifiche SLE; par.4.3.1.6 del DM 9/1/1996 (a = condizioni ambiente poco aggressivo, b = moderatamente aggressivo, c = molto aggressivo) oppure par.5.1.2.2.6.5 del DM 14/09/2005 o par.4.1.2.2.4.3 DM 14/01/2008 (a = condizioni ambientali ordinarie, b = aggressive, c = molto aggressive). Per l’Eurocodice corrisponde alla classe di esposizione, prospetto 7.1N EN 1992-1-1:2005 (a = X0, XC1, b = XC2, XC3, XC4, c = XD1, XD2, XS1, XS2, XS3)

Calcestruzzo per le opere in elevazione XC2 – S5 XC1 – S4
Nome Materiale: CIs C25/30

Tipologia del Materiale: Calcestruzzo

- | | |
|--|---|
| ID = 18 | $f_{ck} = 250$ (kgf/cm ²) |
| $E = 3.1476e+005$ (kgf/cm ²) | $f_{ctk} = 17.955$ (kgf/cm ²) |
| $\nu = 0.200$ | $f_{ctm} = 25.65$ (kgf/cm ²) |
| $G = 1.3115e+005$ (kgf/cm ²) | $\alpha_{cc} = 0.85$ |
| $P_s = 2500$ (kgf/m ³) | $\alpha_{ct} = 1$ |
| $\alpha = 1e-005$ (1/°C) | GrpEsig = a |
| $\gamma_{m,c} = 1.5$ | Valori di progetto |
| $\gamma_{m,t} = 1.5$ | $f_{cd} = 141.67$ (kgf/cm ²) |
| $\gamma_{m,ecc} = 1$ | $f_{ctd} = 11.97$ (kgf/cm ²) |
| $R_{ck} = 300$ (kgf/cm ²) | |

Parametri per verifiche di fessurazione:

Per le verifiche di formazione delle fessure il moltiplicatore di f_{ctm} è: 1/0;
 Per le verifiche di apertura delle fessure i valori ammissibili delle aperture delle fessure sono:
 per le armature sensibili:

Combinazione Rara	Combinazione Quasi Permanente	Combinazione Frequente
0 mm	0.2 mm	0.3 mm

per le armature poco sensibili:

Combinazione Rara	Combinazione Quasi Permanente	Combinazione Frequente
0 mm	0.3 mm	0.4 mm

Parametri verifiche a taglio (par.4.1.2.1.2, par.4.1.2.1.3 DM 14/01/2008):

$C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c$, $v_{min} = 0.175 * k^{3/2}$, $k_1 = 0.15$, $f_{cd}/f_{ctd} = 0.5$
 Per il significato dei parametri si veda anche par.6.2.2 EC2

Parametri verifiche a punzonamento (par.6.4.4, EN 1992-1-1:2005):

Sono i medesimi valori per il taglio di cui sopra

Nome Materiale: B450C

Tipologia del Materiale: Acciaio per Armature

ID = 26	$\gamma_{m,ecc} = 1$
$E = 2e+006$ (kgf/cm ²)	$f_u = 5400$ (kgf/cm ²)
$\nu = 0.300$	Aderenza Migliorata = Si
$G = 7.6923e+005$ (kgf/cm ²)	Tipo Armatura = armatura poco sensibile
$P_s = 7850$ (kgf/m ³)	Valori di progetto
$\alpha = 1.2e-005$ (1/°C)	$f_{cd} = 3913$ (kgf/cm ²)
$f_{yk} = 4500$ (kgf/cm ²)	$f_{ctd} = 3913$ (kgf/cm ²)
$\gamma_{m,c} = 1.15$	
$\gamma_{m,t} = 1.15$	

3. ELABORATI GRAFICI ESECUTIVI E PARTICOLARI COSTRUTTIVI

3.1 ELABORATI GRAFICI GENERALI

Gli elaborati grafici riguardanti le cerchiature sono costituiti dalle tavole contenenti:

- Tav 1: contenente gli esecutivi delle piastre di connessione fra capriate e cordolo/muratura e le nuove forometrie

3.2 PARTICOLARI COSTRUTTIVI

I particolari dei nodi sono all'interno della tav. 4.1.

4. PIANO DI MANUTENZIONE DELLA PARTE STRUTTURALE DELL'OPERA

4.1 PREMESSA

Il piano di manutenzione delle strutture è il documento complementare al progetto strutturale che ne prevede, pianifica e programma tenendo conto degli elaborati progettuali esecutivi dell'intera opera l'attività di manutenzione, al fine di mantenerne nel tempo la funzionalità, le caratteristiche di qualità l'efficienza ed il valore economico.

I manuali d'uso e di manutenzione rappresentano gli strumenti con cui l'utente si rapporta con l'immobile: direttamente utilizzandolo evitando comportamenti anomali che possano danneggiarne o comprometterne la durabilità e le caratteristiche; attraverso i manutentori che utilizzeranno così metodologie più confacenti ad una gestione che coniughi economicità e durabilità del bene.

A tal fine, i manuali definiscono le procedure di raccolta e di registrazione dell'informazione nonché le azioni necessarie per impostare il piano di manutenzione e per organizzare in modo efficiente, sia sul piano tecnico che su quello economico, il servizio di manutenzione.

Il manuale d'uso mette a punto una metodica di ispezione dei manufatti che individua sulla base dei requisiti fissati dal progettista in fase di redazione del progetto, la serie di guasti che possono influenzare la durabilità del bene e per i quali, un intervento manutentivo potrebbe rappresentare allungamento della vita utile e mantenimento del valore patrimoniale. Il manuale di manutenzione invece rappresenta lo strumento con cui l'esperto si rapporta con il bene in fase di gestione di un contratto di manutenzione programmata.

Il programma infine è lo strumento con cui, chi ha il compito di gestire il bene, riesce a programmare le attività in riferimento alla previsione del complesso di interventi inerenti la manutenzione di cui si presumono la frequenza, gli indici di costo orientativi e le strategie di attuazione nel medio e nel lungo periodo.

Il piano di manutenzione è organizzato nei tre strumenti individuati dall'art. 40 del regolamento LL. PP. ovvero:

- a) il manuale d'uso;
- b) il manuale di manutenzione;
- c) il programma di manutenzione:
 - c1) il sottoprogramma delle prestazioni, che prende in considerazione, per classe di requisito, le prestazioni fornite dal bene e dalle sue parti nel corso del suo ciclo di vita;
 - c2) il sottoprogramma dei controlli, che definisce il programma delle verifiche e dei controlli al fine di rilevare il livello prestazionale (qualitativo e quantitativo) nei successivi momenti della vita del bene, individuando la dinamica della caduta delle prestazioni aventi come estremi il valore di collaudo e quello minimo di norma;
 - c3) il sottoprogramma degli interventi di manutenzione, che riporta in ordine temporale i differenti interventi di manutenzione, al fine di fornire le informazioni per una corretta conservazione del bene.

Tali strumenti devono consentire di raggiungere, in accordo con quanto previsti dalla norma “ UNI 10874

Criteri di stesura dei manuali d'uso e di manutenzione” almeno i seguenti obiettivi, raggruppati in base alla loro natura:

1. Obiettivi tecnico – funzionali:

- istituire un sistema di raccolta delle "informazioni di base" e di aggiornamento con le "informazioni di ritorno" a seguito degli interventi, che consenta, attraverso l'implementazione e il costante aggiornamento del "sistema informativo", di conoscere e mantenere correttamente l'immobile e le sue parti;
- consentire l'individuazione delle strategie di manutenzione più adeguate in relazione alle caratteristiche del bene immobile ed alla più generale politica di gestione del patrimonio immobiliare;
- istruire gli operatori tecnici sugli interventi di ispezione e manutenzione da eseguire, favorendo la corretta ed efficiente esecuzione degli interventi;
- istruire gli utenti sul corretto uso dell'immobile e delle sue parti, su eventuali interventi di piccola manutenzione che possono eseguire direttamente; sulla corretta interpretazione degli indicatori di uno stato di guasto o di malfunzionamento e sulle procedure per la sua segnalazione alle competenti strutture di manutenzione;
- definire le istruzioni e le procedure per controllare la qualità del servizio di manutenzione.

2. Obiettivi economici:

- ottimizzare l'utilizzo del bene immobile e prolungarne il ciclo di vita con l'effettuazione d'interventi manutentivi mirati;
- conseguire il risparmio di gestione sia con il contenimento dei consumi energetici o di altra natura, sia con la riduzione dei guasti e del tempo di non utilizzazione del bene immobile;
- consentire la pianificazione e l'organizzazione più efficiente ed economica del servizio di manutenzione.

Il presente “Piano di manutenzione della parte strutturale dell'opera” è redatto ai sensi del D.M. 14 gennaio 2008 art. 10.1.

La manutenzione può essere ordinaria, o straordinaria; per comprendere meglio la differenza fra le due si riporta quanto detto nel DM 14/01/2008 “Norme tecniche per le costruzioni”:

2.4.1 Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tab. 2.4.I e deve essere precisata nei documenti di progetto.

Tabella 2.4.I – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

Tipi di costruzione	Vita Nominale V_N (anni)
<i>Opere provvisorie, opere provvisionali, strutture in fase costruttiva</i>	≤ 10
<i>Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale</i>	≤ 50
<i>Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica</i>	≥ 100

Quanto detto dalla normativa citata ha una valenza molto forte: la struttura deve rimanere efficiente per tutta la vita utile con la sola manutenzione ordinaria.

La normativa dice anche le strategie per prevenire il degrado:

2.5.4 Degrado

La struttura deve essere progettata così che il degrado nel corso della sua vita nominale, purché si adotti la normale manutenzione ordinaria, non pregiudichi le sue prestazioni in termini di resistenza, stabilità e funzionalità, portandole al di sotto del livello richiesto dalle presenti norme.

Le misure di protezione contro l'eccessivo degrado devono essere stabilite con riferimento alle previste condizioni ambientali.

La protezione contro l'eccessivo degrado deve essere ottenuta attraverso un'opportuna scelta dei dettagli, dei materiali e delle dimensioni strutturali, con l'eventuale applicazione di sostanze o ricoprimenti protettivi, nonché con l'adozione di altre misure di protezione attiva o passiva.

Il "piano di manutenzione della parte strutturale dell'opera" è un documento prescritto dal paragrafo 10.1 del DM 14/01/2008 "Norme tecniche per le costruzioni".

Come detto dalla Circolare n°617/2009 "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008":

Il piano di manutenzione delle strutture è il documento complementare al progetto strutturale che ne prevede, pianifica e programma, tenendo conto degli elaborati progettuali esecutivi dell'intera opera, l'attività di manutenzione dell'intervento al fine di mantenerne nel tempo la funzionalità, le caratteristiche di qualità, l'efficienza ed il valore economico.

Il piano di manutenzione delle strutture – coordinato con quello generale della costruzione - costituisce parte essenziale della progettazione strutturale. Esso va corredato, in ogni caso, del manuale d'uso, del manuale di manutenzione e del programma di manutenzione delle strutture.

4.2 PIANO DI MANUTENZIONE DELLE STRUTTURE

4.2.1 UNITA' STRUTTURALI

Strutture di fondazione

1. Travi di fondazione in c.a.

Strutture in elevazione

1. Travi in c.a.
2. Murature in blocchi

Strutture orizzontali

1. Solai in latero-cemento
2. Solette in c.a.

4.3 MANUALE GENERALE D'USO

Travi di fondazione in c.a.

Descrizione

Elementi strutturali in conglomerato cementizio armato a sviluppo lineare orizzontale o sub-orizzontale con superfici a contatto con il terreno o magrone di cls.

Funzione

Ripartizione dei carichi della struttura sul terreno.

Modalità d'uso corretto

Le travi di fondazioni sono concepite per resistere ai carichi di progetto della struttura in elevazione, pertanto evitare sovraccarichi oltre i limiti preposti.

Travi in c.a.

Descrizione

Elementi strutturali in conglomerato cementizio armato a sviluppo lineare orizzontale o sub-orizzontale.

Funzione

Sostegno delle murature di tamponamento e dei solai.

Modalità d'uso corretto

Le travi in c.a. sono concepite per resistere ai carichi di progetto trasmessi dai solai e dai tamponamenti, pertanto evitare sovraccarichi oltre i limiti preposti.

Non ne deve essere compromessa l'integrità e la funzionalità evitando la manomissione dell'elemento strutturale per l'esecuzione di tracce per impianti o nicchie per alloggiamenti (contatori, scatole di derivazione, ecc). Controllo periodico del grado di usura con contestuale rilievo di eventuali anomalie.

Murature in blocchi

Descrizione

Elementi strutturali in blocchi artificiali e malta a sviluppo superficiale verticale.

Funzione

Resistenza a carichi verticali e orizzontali. Sostegno solai.

Modalità d'uso corretto

Le murature in blocchi sono concepite per resistere ai carichi di progetto della struttura in elevazione, pertanto evitare sovraccarichi oltre i limiti preposti.

Non ne deve essere compromessa l'integrità e la funzionalità evitando la manomissione dell'elemento strutturale per l'esecuzione di tracce per impianti o nicchie per alloggiamenti (contatori, scatole di derivazione, ecc). Controllo periodico del grado di usura con contestuale rilievo di eventuali anomalie.

Solai in latero-cemento

Descrizione

Elementi strutturali costituiti dall'assemblaggio di elementi in c.a. gettati in opera o semiprefabbricati, con interposizione di blocchi di laterizio a funzione di alleggerimento a sviluppo superficiale orizzontale o sub-orizzontale.

Funzione

Creazione di superfici resistenti eventualmente praticabili, con funzione di collegamento delle strutture verticali.

Modalità d'uso corretto

I solai sono concepiti per resistere ai carichi di progetto della struttura, pertanto evitare sovraccarichi oltre i limiti preposti.

Non ne deve essere compromessa l'integrità e la funzionalità evitando la manomissione dell'elemento strutturale per l'esecuzione di tracce per impianti o nicchie per alloggiamenti (contatori, scatole di derivazione, ecc). Controllo periodico del grado di usura con contestuale rilievo di eventuali anomalie.

Solette in c.a.

Descrizione

Elementi strutturali costituiti da getti di c.a., con eventuale interposizione di blocchi di alleggerimento a sviluppo superficiale orizzontale o sub-orizzontale.

Funzione

Creazione di superfici resistenti eventualmente praticabili, con funzione di collegamento delle strutture verticali.

Modalità d'uso corretto

I solai sono concepiti per resistere ai carichi di progetto della struttura, pertanto evitare sovraccarichi oltre i limiti preposti.

Non ne deve essere compromessa l'integrità e la funzionalità evitando la manomissione dell'elemento strutturale per l'esecuzione di tracce per impianti o nicchie per alloggiamenti (contatori, scatole di derivazione, ecc). Controllo periodico del grado di usura con contestuale rilievo di eventuali anomalie.

4.4 MANUALE GENERALE DI MANUTENZIONE

Travi di fondazione in c.a.

Livello minimo di prestazioni

Le travi di fondazione devono garantire le specifiche prestazioni indicate nel progetto strutturale, comunque non inferiori alle prestazioni prescritte dalle normative vigenti.

Anomalie riscontrabili

Cedimenti differenziali con conseguenti abbassamenti del piano di imposta delle fondazioni

Distacchi murari

Lesioni in elementi direttamente connessi

Comparsa di risalite di umidità

Corrosione delle armature degli elementi verticali spiccanti

Controlli

Periodicità: annuale

Esecutore: personale tecnico specializzato

Forma di controllo: visivo, integrato da eventuali prove non distruttive

Interventi manutentivi

Esecutore: personale tecnico specializzato

Tipo di intervento: (in ogni caso consultare preventivamente un tecnico strutturale)

Riparazioni localizzate delle parti strutturali

Ripristino di parti strutturali in calcestruzzo armato

Protezione dei calcestruzzi da azioni disgreganti

Protezione delle armature da azioni disgreganti

Strumenti atti a migliorare la conservazione dell'opera:

Vernici, malte e trattamenti speciali

Prodotti contenenti resine idrofuganti e altri additivi specifici

Travi in c.a.Livello minimo di prestazioni

Le travi in c.a. devono garantire le specifiche prestazioni indicate nel progetto strutturale, comunque non inferiori alle prestazioni prescritte dalle normative vigenti.

Anomalie riscontrabili

Distacchi

Lesioni

Cavillature

Comparsa di macchie di umidità

Controlli

Periodicità: annuale

Esecutore: personale tecnico specializzato

Forma di controllo: visivo, integrato da eventuali prove non distruttive

Interventi manutentivi

Esecutore: personale tecnico specializzato

Tipo di intervento: (in ogni caso consultare preventivamente un tecnico strutturale)

Riparazioni localizzate delle parti strutturali

Ripristino di parti strutturali in calcestruzzo armato

Protezione dei calcestruzzi da azioni disgreganti

Protezione delle armature da azioni disgreganti

Strumenti atti a migliorare la conservazione dell'opera:

Vernici, malte e trattamenti speciali

Prodotti contenenti resine idrofuganti e altri additivi specifici

Murature in blocchiLivello minimo di prestazioni

Le murature in blocchi devono garantire le specifiche prestazioni indicate nel progetto strutturale, comunque non inferiori alle prestazioni prescritte dalle normative vigenti.

Anomalie riscontrabili

Distacchi

Fessurazioni

Comparsa di macchie di umidità

Eccessiva deformazione

Difetti di verticalità

Sbandamenti fuori piano

Polverizzazione della malta

Controlli

Periodicità: annuale

Esecutore: personale tecnico specializzato

Forma di controllo: visivo, integrato da eventuali prove non distruttive

Interventi manutentivi

Esecutore: personale tecnico specializzato

Solai in latero-cementoLivello minimo di prestazioni

I solai in latero-cemento devono garantire le specifiche prestazioni indicate nel progetto strutturale, comunque non inferiori alle prestazioni prescritte dalle normative vigenti.

Anomalie riscontrabili

Distacchi

Sfondellamenti

Fessurazioni

Comparsa di macchie di umidità

Eccessiva deformazione

Eccessiva vibrazione

Controlli

Periodicità: annuale

Esecutore: personale tecnico specializzato

Forma di controllo: visivo, integrato da eventuali prove non distruttive

Interventi manutentivi

Esecutore: personale tecnico specializzato

Tipo di intervento: (in ogni caso consultare preventivamente un tecnico strutturale)

Riparazioni localizzate delle parti strutturali

Ripristino di parti strutturali in calcestruzzo armato

Protezione dei calcestruzzi da azioni disgreganti

Protezione delle armature da azioni disgreganti

Strumenti atti a migliorare la conservazione dell'opera:

Vernici, malte e trattamenti speciali

Prodotti contenenti resine idrofuganti e altri additivi specifici

Solette in c.a.Livello minimo di prestazioni

Le solette in c.a. devono garantire le specifiche prestazioni indicate nel progetto strutturale, comunque non inferiori alle prestazioni prescritte dalle normative vigenti.

Anomalie riscontrabili

Distacchi

Fessurazioni

Comparsa di macchie di umidità

Eccessiva deformazione

Eccessiva vibrazione

Controlli

Periodicità: annuale

Esecutore: personale tecnico specializzato

Forma di controllo: visivo, integrato da eventuali prove non distruttive

Interventi manutentivi

Esecutore: personale tecnico specializzato

Tipo di intervento: (in ogni caso consultare preventivamente un tecnico strutturale)

Riparazioni localizzate delle parti strutturali

Ripristino di parti strutturali in calcestruzzo armato

Protezione dei calcestruzzi da azioni disgreganti

Protezione delle armature da azioni disgreganti

Strumenti atti a migliorare la conservazione dell'opera:

Vernici, malte e trattamenti speciali

Prodotti contenenti resine idrofuganti e altri additivi specifici

4.5 CONTROLLO GENERALE SULLE COSTRUZIONI

OGNI ANNO

- Ispezionare accuratamente (preferibilmente all'inizio della stagione piovosa) il sistema delle acque meteoriche, con particolare attenzione ai pozzetti dei pluviali, provvedendo alla pulizia di tutto ciò che si presenta ostruito;
- Ispezionare, ove possibile, tutti i particolari metallici per individuare eventuali punti di innesco della corrosione (dovuti a scorie ferrose o ad altri agenti inquinanti), e provvedere ad una pronta riparazione protettiva mediante verniciatura antiossidante a base di zinco, stesa a freddo;

OGNI CINQUE ANNI

- Ispezionare lo stato delle coperture (guaine ardesiate e non), i fissaggi e la tenuta dei serramenti, i lucernari, le sigillature;
- Ispezionare gli elementi strutturali verificando che non siano presenti rigonfiamenti locali nel calcestruzzo in corrispondenza delle armature: in tal caso occorre rimuovere la parte di calcestruzzo soggetta a distacco, spazzolare le armature con affiorano asportando i residui di ossido e ripristinare il ricoprimento con delle resine epossidiche.

OGNI DIECI ANNI

- Effettuare la pulizia delle strutture mediante un lavaggio disincrostante;
- Ispezionare scrupolosamente i nodi trave/pilastro, i nodi trave/trave ed i relativi fissaggi agli elementi strutturali principali;
- Saltuariamente, ove ritenuto necessario in virtù di possibili o temute anomalie e degradi delle strutture, richiedere la verifica strutturale ad un tecnico strutturista abilitato mediante indagini e/o prove atte ad accertare le condizioni statiche delle costruzioni.
- Tale verifica sarà invece obbligatoria in caso di eventi eccezionali quali:
 - Uragani e/o trombe d'aria
 - Terremoti e/o smottamenti
 - Urti e/o esplosioni e/o incendi
 - Presenza di azioni vibranti
 - Esalazioni nocive
 - In seguito a cambi di destinazione d'uso
 - Modifica dei carichi rispetto a quelli di progetto

4.6 CONTROLLO SPECIFICO DELLE STRUTTURE IN C.A.

4.6.1 STRUTTURE DI FONDAZIONE

AZIONE MANUTENTIVA	SOGGETTO PREPOSTO	TIPOLOGIA	FREQUENZA
Controllo: formazione di fessurazioni o crepe	Utente	Controllo a vista	Annuale
Controllo: corrosione delle armature	Utente	Controllo a vista	Annuale
Controllo: disgregazione del copriferro con evidenza delle barre di armatura	Utente	Controllo a vista	Annuale
Intervento sulla fondazione	Ditta specializzata	- Riparazione crepe - Ripristino copriferro - Rimozione processi corrosivi	Quando necessario

4.6.2 STRUTTURE IN ELEVAZIONE E ORIZZONTALI

AZIONE MANUTENTIVA	SOGGETTO PREPOSTO	TIPOLOGIA	FREQUENZA
Controllo: Insorgere di efflorescenze o comparsa di muffe	Utente	Controllo a vista	Annuale
Controllo: corrosione delle armature	Utente	Controllo a vista	Annuale
Controllo: disgregazione del copriferro con evidenza delle barre di armatura	Utente	Controllo a vista	Annuale
Controllo: disgregazione o deterioramento del cemento con conseguente perdita degli aggregati	Utente	Controllo a vista	Annuale
Controllo: Formazione di bolle d'aria	Utente	Controllo a vista	Annuale
Intervento sulla strutture in elevazione	Ditta specializzata	- Riparazione crepe - Ripristino copriferro - Rimozione processi corrosivi - Ripristino della funzionalità dei giunti	Quando necessario

4.7 CONTROLLO SPECIFICO DELLE STRUTTURE IN ACCIAIO

Durante la loro vita le opere metalliche devono essere ispezionate periodicamente da tecnici qualificati incaricati di ciò dal committente.

Una prima visita di controllo deve essere fatta ad un anno dell'entrata in esercizio della struttura. In tale occasione deve essere stabilito un intervallo tempo massimo tra due ispezioni consecutive di dipendenza della natura, delle caratteristiche dell'opera e delle località in cui essa sorge; in ogni caso tale intervallo di tempo può essere maggiore di

10 anni per le strutture ed al massimo annuale per coperture e tamponamenti. Devono essere programmate anche delle ispezioni straordinarie in caso di urti accidentali, calamità naturali ed altri eventi non riportati ma recanti danni all'edificio.

Le ispezioni devono essere estese per quanto possibile a tutte le parti dell'opera per accertarne lo stato generale di conservazione e disporre, se del caso, i lavori di manutenzione. In particolare, devono essere verificati l'efficienza delle bullonature e saldature dei collegamenti, l'integrità delle murature di sostegno, l'integrità dei fissaggi e giunti di lamiera bordature e gronde.

CONTROLLI

L'ispezione delle strutture metalliche è finalizzata a verificare:

- presenza di zone soggette ad aggressione chimica (fenomeni ossidazione/corrosione)
- integrità delle giunzioni bullonate
- integrità delle giunzioni saldate
- presenza di eventuali cricche/ lesioni.

MANUTENZIONE

In assenza di indicazioni specifiche determinate dall'attività ispettiva, la manutenzione periodica riguarda sostanzialmente il ripristino della vernice superficiale ed il serraggio delle giunzioni bullonate.

Essendo i bulloni progettati per lavorare a taglio e serrati con coppia pari al 70% della coppia di serraggio prevista dalla CNR UNI 10011 con tolleranza del $\pm 10\%$, si ritiene necessario un controllo dei principali giunti (flage e giunti travi e colonne con coprigiunti) con cadenza decennale.

La sostituzione invece dei singoli bulloni non comporta problemi particolari, perché i fori presentano un gioco sufficiente per eseguire l'operazione senza difficoltà.

Sole se si dovesse verificare che sia avvenuto uno scorrimento relativo tra i diversi elementi significativo, in questo caso, il danneggiamento sarà tale da giustificare una riparazione di tutto il nodo.

MANUTENZIONE DELLA PROTEZIONE DELLE STRUTTURE ZINCATE

Per quanto riguarda la manutenzione della protezione della struttura metallica mediante zincatura, si potrà fare riferimento alle specifiche contenute nella normativa UNI EN ISO 1461 07/2009 "Rivestimenti di zincatura per immersione a caldo su prodotti finiti ferrosi e articoli di acciaio- Specificazioni e metodi di prova".

RIPARAZIONE

Le aree complessive non rivestite da riparare da parte dello zincatore non devono essere maggiori dello 0,5% dell'area di superficie totale di un componente. Ciascuna area non rivestita da riparare non deve essere maggiore di 10 cm

Se le aree non rivestite sono più grandi, l'articolo contenente tali aree deve essere nuovamente zincato, se non diversamente concordato tra committente e zincatore.

La riparazione deve avvenire mediante spruzzatura a caldo di zinco (la EN 22063 è pertinente) o mediante una vernice ricca di zinco, tenendo conto dei limiti pratici di tali sistemi. E' inoltre ammesso l'uso di una lega di zinco in barrette (vedere appendice c.5).

Il committente o utilizzatore finale devono essere messi al corrente dallo zincatore circa il metodo di riparazione.

Se sono comunicate dal committente particolari requisiti, per esempio verniciature da applicare successivamente, il procedimento di riparazione proposto deve prima essere comunicato al committente da parte della zincatura.

Il trattamento deve includere la rimozione di ogni irregolarità, la pulitura ed ogni pretrattamento necessario per garantire l'aderenza.

MANUTENZIONE DELLA PROTEZIONE DELLE STRUTTURE VERNICIATE

Programma di manutenzione per la protezione anticorrosiva delle strutture e degli elementi in acciaio esteso a tutta la durata in servizio della struttura (secondo UNI EN ISO 12944-8).

Si deve, prevedere per la struttura in oggetto, una manutenzione ordinaria, da tenersi con cadenza regolare, e una manutenzione straordinaria, da effettuarsi quando si manifestino le condizioni previste dalle norme.

MANUTENZIONE ORDINARIA

Per prolungare la durata del rivestimento protettivo per tutta la vita nominale della struttura, è necessario eseguire una ordinaria manutenzione, prima che si manifesti qualsiasi traccia di ruggine e preferibilmente ogni qualvolta vengano riscontrate alterazioni del rivestimento protettivo (come sfarinamenti, screpolature, vescicamento, danneggiamenti, ecc..)

I committenti, la direzione lavori, i costruttori ed i controllori dei rivestimenti devono essere a conoscenza di informazioni condivise e precise circa il sistema protettivo utilizzato per proteggere la struttura.

Queste informazioni devono essere complete, non devono presentare ambiguità e devono essere facilmente comprensibili per permettere a tutti i coinvolti di interpretare correttamente le indicazioni, al fine di consentire le verifiche e le successive operazioni manutentive.

Le vernici che compongono il sistema protettivo necessitano di regolare manutenzione e pulizia per assicurare la continuità delle proprietà decorative e protettive della superficie.

Il procedimento di pulizia deve essere effettuato attraverso un regolare lavaggio della superficie utilizzando una soluzione di acqua calda e detergente delicato (pH 5-8) tutte le superfici vanno pulite utilizzando uno strofinaccio morbido o una spugna, non usare nessuna spazzola, se non di origine naturale.

Per un ambiente non particolarmente aggressivo di tipo urbano-rurale, come quello in cui è collocata la struttura in oggetto, la normale frequenza di pulizia può essere di 12 mesi.

MANUTENZIONE STRAORDINARIA

La manutenzione straordinaria è da effettuarsi quando si manifestano le condizioni previste dalle norme UNI EN ISO 4628-3 e precisamente quando viene raggiunto il grado di arrugginimento Ri3 (1% della superficie della struttura) o nell'eventualità di particolari danneggiamenti al rivestimento protettivo.

Lo stato di un rivestimento di protezione può essere verificato secondo la UNI EN ISO 4628 (parti da 1 a 6).

4.8 CONTROLLO SULLE STRUTTURE IN MURATURA

Verificare periodicamente l'insorgenza di muffe eliminando alla base le fonti di umidità (infiltrazioni d'acqua, insufficiente aerazione).

Pulizia e disinfezione delle parti da trattare mediante carteggiatura e spazzolatura al fine di rimuovere la muffa, procedendo dalle parti più esterne con muffa verso quelle più interne, per evitare la propagazione delle spore fuori dalla zona colpita.

Una volta effettuata la disinfestazione, si potrà passare al trattamento con pitture fungicide.

Nel caso di pitture che evidenzino fenomeni di distacco o presenza di muffe al di sotto della vecchia pittura si consiglia la totale rimozione prima di passare al trattamento antimuffa.

Inoltre è necessario un controllo periodico per fenomeni di degrado che si manifestano con un'esfoliazione superficiale della lastra esterna e con fessurazioni e distacchi dalla parete in muratura.

5. RELAZIONI SPECIALISTICHE SUI RISULTATI SPERIMENTALI

Per quanto riguarda la caratterizzazione geologico/geotecnica e il rischio di liquefazione si fa riferimento ai dati estrapolati dalla relazione di Microzonazione Sismica, realizzata nel Dicembre 2012 dalla Dott.ssa Geol Daria Bottoni e dal Dott. Geol. Diego Merlin di cui si riportano solo alcuni estratti significativi e propedeutici alla modellazione strutturale.

Per quanto riguarda invece la determinazione della capacità portante del terreno " R_d ", i cedimenti e il modulo di reazione di Winkler " K_w " si riportano i dati estrapolati dalla relazione del Dott. Geol. Thomas Veronese, calcolati sulla base dei risultati delle prove eseguite dalla Dott.ssa Geol Daria Bottoni e dal Dott. Geol. Diego Merlin.

Su incarico del Committente, è stata commissionato uno studio di microzonazione sismica di supporto all'analisi di vulnerabilità sismica relativa a fabbricati strategici e rilevanti ai fini della protezione civile, identificati nella sede Comunale ed in un aggregato di fabbricati: Scuola dell'Infanzia - Scuola Primaria - Palestra - Ambulatorio Medico - Centro Sociale - Sala Polivalente.

Essendo tali fabbricati vicini tra loro, per la definizione dei parametri, l'aggregato è stato considerato un'unica area di studio, identificata come Edifici Polivalenti.

Di seguito verranno riportati solamente i risultati di interesse alla palestra, ossia quelli relativi all'aggregato di fabbricati identificato come "Edifici Polivalenti".

5.1 RELAZIONE GEOLOGICA SULLE INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO

L'evoluzione geologica del territorio di Salara va necessariamente inquadrata in un contesto regionale: essa ricade nella parte centro-meridionale della Pianura Padana, che costituisce, dal punto di vista geologico, un grande bacino subsidente plio-quadernario di tipo sedimentario, che comincia a delinearsi sin dall'inizio del Triassico (225 milioni di anni fa) e viene interessato da subsidenza differenziata sia nel tempo che nello spazio, in diversi periodi (Mesozoico, Cenozoico, ma soprattutto Pliocene e Quaternario), con movimenti verticali controllati dai caratteri strutturali presenti in profondità.

La formazione della piana alluvionale, che oggi costituisce la Pianura Padana, è relativamente recente, infatti fino a circa 1 milione di anni fa l'area era completamente occupata dal mare ed, in particolare, costituiva la propaggine occidentale del Mar Adriatico.

L'alternanza di cicli deposizionali trasgressivo/regressivi e il recente, graduale ritiro del mare dovuto alla progradazione dei sistemi deltizi, condizionato dalle oscillazioni eustatiche, ha fatto sì che, alla fine del Pleistocene superiore, l'Adriatico venisse ad occupare la sua posizione attuale.

La piana, lasciata libera dal mare, è stata poi colmata da depositi continentali che hanno ricoperto i depositi marini prevalentemente pliocenici responsabili del mascheramento delle strutture profonde che sono note solo grazie alle tecniche di ricerca di idrocarburi.

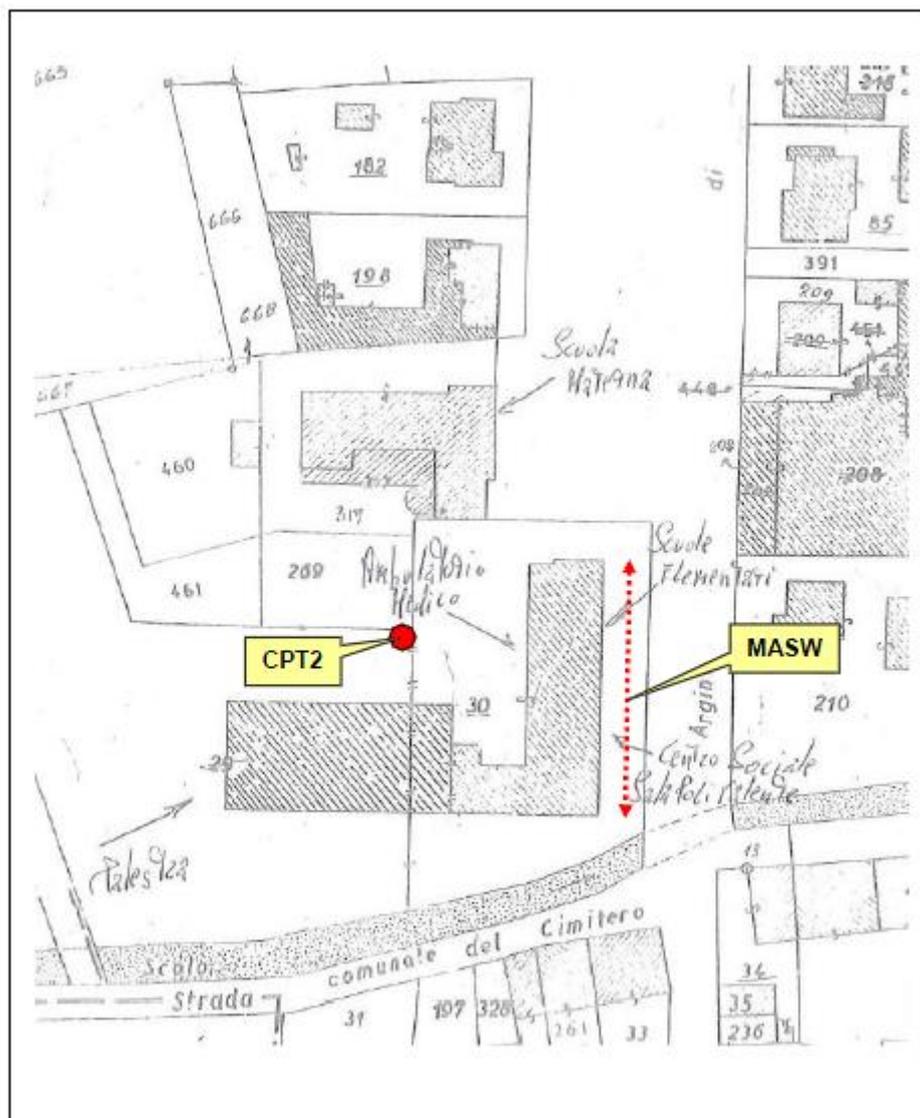
Le unità geologiche affioranti sono esclusivamente di ambiente continentale e costituite da depositi alluvionali con materiali a granulometria prevalentemente fine, di natura limosaargillosa alternati a livelli sabbiosi.

Alla base di questi depositi quaternari troviamo formazioni pre-plioceniche di natura carbonatica.

5.2 RELAZIONE GEOTECNICA SULLE INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE DEL VOLUME SIGNIFICATIVO DI TERRENO

La caratterizzazione **litologica** e **geotecnica** di dettaglio delle aree interessate dai due edifici è stata definita mediante l'esecuzione di n°2 **Prove Penetrometriche Statiche** (CPT=Cone Penetration Test), spinte sino alla profondità max di 30 m da p.c. e siglate:

- **CPT1 (Sede Comunale);**
- **CPT2 (Ed. Polivalenti). Metodologia dell' indagine con Prove Penetrometriche Statiche**



Per l'esecuzione delle prove si è utilizzato un Penetrometro Statico Olandese tipo Gouda, con spinta da 20 t, modello TG63-200. La prova penetrometrica statica CPT (di tipo meccanico) consiste essenzialmente nella misura della resistenza alla penetrazione di una punta meccanica di dimensioni e caratteristiche standardizzate, infissa nel terreno a velocità costante ($v=2 \text{ cm/sec} \pm 0,5 \text{ cm/sec}$).

La penetrazione viene effettuata tramite un dispositivo di spinta (martinetto idraulico), opportunamente ancorato al suolo con coppie di coclee ad infissione, che agisce su una batteria doppia di aste (aste coassiali esterne cave e interne piene), alla cui estremità è collegata la punta.

Lo sforzo necessario per l'infissione è misurato per mezzo di manometri, collegati al martinetto mediante una testa di misura idraulica. La punta conica (del tipo telescopico) è dotata di un manicotto sovrastante, per la misura dell'attrito laterale (punta / manicotto tipo "Begemann"). Sulla batteria di aste esterne può essere installato un anello allargatore per diminuire l'attrito sulle aste, facilitandone l'infissione.

Le dimensioni della punta / manicotto sono standardizzate, e precisamente:

- diametro di base del cono $\varnothing = 35,7 \text{ mm}$
- area di punta conica $A_p = 10 \text{ cm}^2$
- angolo di apertura del cono $\alpha = 60^\circ$
- superficie laterale del manicotto $A_m = 150 \text{ cm}^2$

Nei diagrammi e tabelle allegate sono riportati i seguenti valori di resistenza (rilevati dalle letture della centralina, durante l'infissione dello strumento):

- **R_p** (kg / cm²) = resistenza alla punta (conica)
- **R_l** (kg / cm²) = resistenza laterale (manicotto)
- **R_t** (kg) = resistenza totale (aste esterne)

La resistenza alla punta R_p e la resistenza laterale R_l sono rilevate ad intervalli regolari di 20 cm.

Oltre all'elaborazione dei **valori di resistenza** del sottosuolo, vengono fornite utili informazioni per il riconoscimento di massima dei terreni attraversati, in base al rapporto R_p / R_l fra la resistenza alla punta e la resistenza laterale del

penetrometro (Begemann 1965, Raccomandazioni A.G.I. 1977), ovvero in base ai valori di R_p e del rapporto $FR=(R_l/R_p)\%$ (Esperienze di Schmertmann 1978).

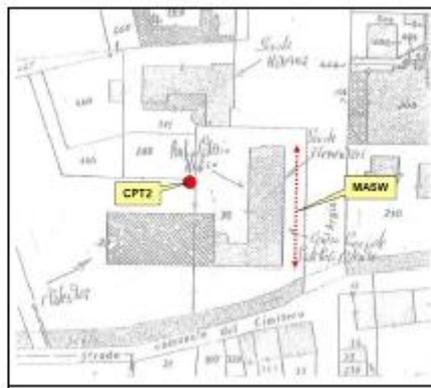
Sempre in riferimento alle prove penetrometriche statiche CPT, nelle tavole allegate sono riportate indicazioni concernenti i principali parametri geotecnici :

- coesione non drenata **Cu**;
- angolo di attrito interno efficace ϕ' ;
- densità relativa **Dr**;
- modulo edometrico **Mo**;
- modulo di deformazione non drenato **Eu** e drenato **E'**;
- peso di volume **Y'**.

Le elaborazioni sopraccitate (effettuate mediante un **programma di calcolo automatico**) fanno riferimento ad esperienze e ricerche condotte in vari Paesi da diversi Autori, nonché a conoscenze personali da parte di chi scrive.

Valutazione della capacità portante del terreno “ R_d ” e del modulo di reazione di Winkler “ K_w ”

Per i calcoli verranno utilizzati i parametri geotecnici desumibili dalla prova CPT2 in quanto più vicina all'edificio oggetto di studio.



Di seguito dsì riportano il diagramma di resistenza della prova e i parametri geotecnici suddivisi per strato psudomogenei:

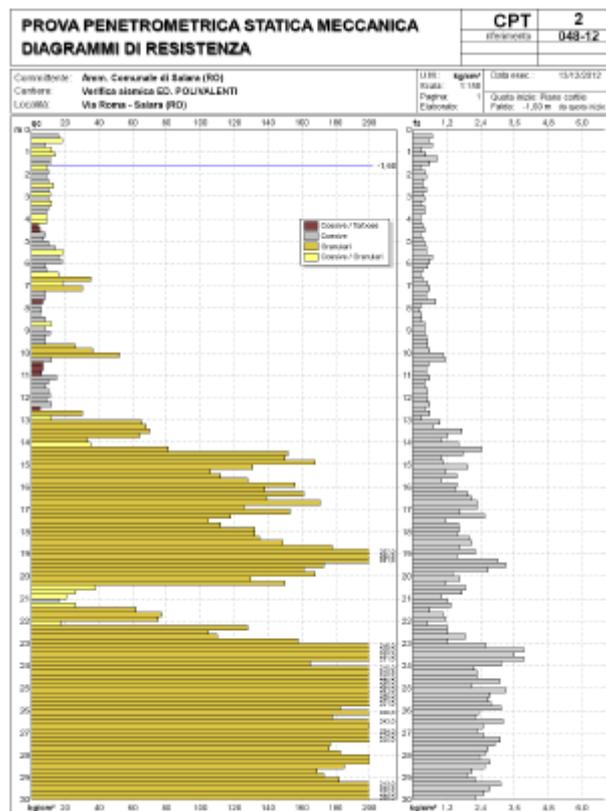


DIAGRAMMA DI RESISTENZA PROVA CPT2

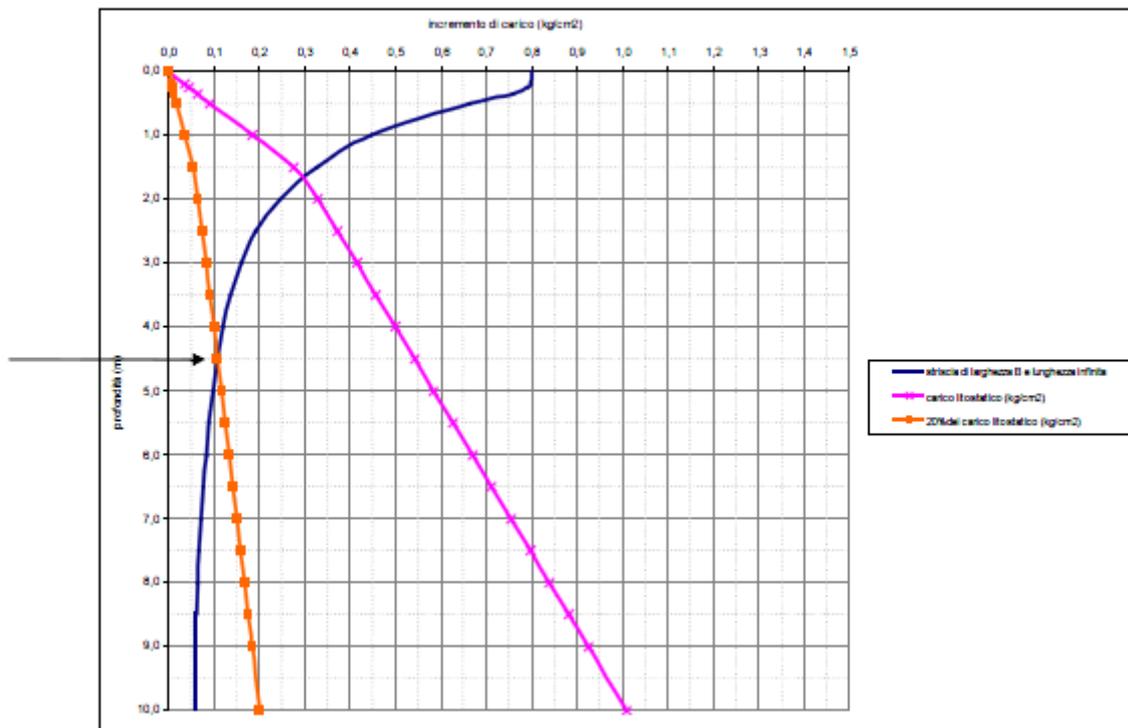
Con riferimento ai risultati delle indagini e tramite l'esame e l'interpretazione delle curve della resistenza di punta delle prove CPT, si rileva, per il sottosuolo in esame, la presenza di terreni eterogenei costituiti prevalentemente da terreni alluvionali fini caratterizzati da argille ed argille limose, passanti a sabbie in profondità. Di seguito si dà una descrizione dei principali livelli riconosciuti, con indicazione dei parametri geotecnici:

CPT2 rif 048-12

strato (m da p.c.)	Rp media (kg/cm ²)	γ (t/m ³)	Cn med. (kg/cm ²)	Mo (kg/cm ²)	Dr. %	φ _{my}
0,20 – 4,20	11	1,88	0,53	44	--	--
4,20 – 5,00	6	1,74	0,30	26	--	--
5,00 – 6,00	15	1,93	0,67	59	--	--
6,00 – 7,20	20	1,88	--	63	20	23°
7,20 – 9,60	8	1,82	0,39	34	--	--
9,60 – 10,20	38	1,89	--	133	37	29°
10,20 – 12,40	9	1,77	0,46	36	--	--
12,40 – 20,40	122	2,03	--	426	63	33°
20,40 – 22,20	40	1,95	0,49	47	--	--
22,20 – 30,00	195	2,13	--	682	70	37°

TABELLA PARAMETRI GEOTECNICI PER STRATI PSEUDOMOGENEI

Si stima il *volume significativo* nel caso di una trave di fondazione delle dimensioni di B=1,00 m che trasmette un carico di esercizio ipotizzato pari a q_{ex}=0,80 kg/cm² che risulta pari a circa 4,50 m dal piano di fondazione.



VOLUME SIGNIFICATIVO TRAVE ROVESCIA CON B=1,00m

Si riportano i calcoli nel caso di trave di fondazione; le dimensioni della trave sono $B=1,00$ m; la profondità di posa è posta a $-1,00$ m dal p.c.; il peso di volume sopra falda è di $1,85$ t/m³, mentre il peso di volume sotto falda è $0,85$ t/m³; le accelerazioni attese sono, come calcolato, $0,110g$ e l'amplificazione è $1,50$; la coesione è stata scelta conservativamente pari a $5,00$ t/m², mentre l'angolo di attrito dei terreni è scelto conservativamente pari a 0 .

Sostituendo con i parametri sitospecifici, si ottiene:

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE (HANSEN, 1970)

$$q_{ult} = 5,14 \cdot c_u \cdot (1 + d'_s \cdot i'_s - b'_s - g'_s) \cdot z_s + \bar{q}$$

Dati del terreno

$\phi=0^\circ$

coesione non drenata $c_u=$ **5,00** t/m²

coesione non drenata c_u corretta $\gamma_{cu}=$ **3,57** t/m²

profondità falda freatica da p.c. = **1,60** m

peso di volume sopra Dr = **1,85** t/m³

$\gamma \times D_s =$ **1,85** t/m³

Dati della fondazione

larghezza B = **1,00** m

lunghezza L = **18,00** m

profondità di posa Dr = **1,00** m

$k=D/B=$ **1,00**

carico normale permanente N = **139** tonn

carico normale accidentale N = **5** tonn

carico orizzontale H = **0** tonn

momento M = **0** tonnm

larghezza B' = **1,00** m

lunghezza L' = **18,00** m

angolo di inclinazione del piano di fondazione $\eta =$ **0** °

angolo di inclinazione del pendio $\beta =$ **0** °

Dati sull'azione sismica

T=0 suolo cat. A $A_{g,max}/g =$ **0,11**

Categoria di suolo = **C**

$S_E =$ **1,5**

$S_I =$ **1**

$S_U =$ **1,5**

accelerazione massima attesa al sito = **0,165** g

Verifica della portata del complesso fondazione-terreno

s'_c fattore di forma = **0,011**

d'_s fattore di profondità = **0,400**

i'_s fattore di inclinazione del carico = **0,000**

i'_c fattore di inclinazione del carico $\gamma_{cu}=$ **0,000**

b'_s fattore di inclinazione del piano di fondazione = **0**

g'_s fattore di inclinazione del pendio = **0**

Z_s fattore correttivo per il sisma = **0,987**

β coefficiente di riduzione di $A_{g,max}/g =$ **0,24**

$q_{ult} = 37,66$ t/m²

Tabella 4.1.8 - Coefficienti parziali per il calcolo della capacità portante del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE I COEFFICIENTI PARZIALI	COEFFICIENTE PARZIALE	(M1)	(M2)
Taglio di taglio di NASCO S. D.F.O.	$\tan \phi_u$	ϕ_u	1,8	3,2
Coesione non drenata	c_u	c_u	1,8	3,2
Accelerazione sismica	a_g	a_g	1,8	1,4
Profondità di posa	γ	γ	1,8	1,8

Tabella 7.11.1 - Coefficienti parziali per la verifica agli stati limite ultimi di strutture iperstatiche

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_1 = 1,0$	$\gamma_2 = 1,8$	$\gamma_3 = 1,4$
Sicurezza	$\gamma_1 = 1,0$	$\gamma_2 = 1,1$	$\gamma_3 = 1,1$

Tabella 7.11.2 - Coefficienti di riduzione di $A_{g,max}$ per diverse categorie di suolo

$0,2 < a_g/g < 0,4$	Categorie di suolo	
	A	B, C, D, E
$0,2 < a_g/g < 0,4$	0,49	0,28
$0,1 < a_g/g < 0,2$	0,27	0,24
$a_g/g < 0,1$	0,20	0,20

soluzione di Prandtl $N_0=2+\pi=5,14$

$\pi_f = \pi_r = (1 - \frac{k_s}{0,98})^{0,135}$

$\alpha_s = 1 - 0,32k_s$

$k_s = \frac{D_s}{B}$

Approccio tradizionale $F=3$	carico di sicurezza $q_{s,c} =$ 12,55 t/m ²
Approccio 1	
combinazione A1+M1+R1	
$\gamma_{cu}=1$ $\gamma_R=1$	capacità portante M1+R1 = 37,66 t/m ²
combinazione A2+M2+R2	
$\gamma_{cu}=1,4$ $\gamma_R=1,8$	capacità portante M2+R2 = 15,24 t/m ²
Approccio 2	
combinazione A1+M1+R3	
$\gamma_{cu}=1$ $\gamma_R=2,3$	capacità portante M1+R3 = 16,37 t/m ²

Rd=	225,94	tonn	Ed=	144,00	tonn	VERIFICATO
Rd=	677,81	tonn	Ed=	188,2	tonn	VERIFICATO
Rd=	274,26	tonn	Ed=	145,5	tonn	VERIFICATO
Rd=	294,70	tonn	Ed=	188,2	tonn	VERIFICATO

Nel caso di trave di fondazione delle dimensioni di $B=1,00$ m e con carico di esercizio ipotetico di $q_{ex}=0,80$ kg/cm² si ottiene una verifica positiva per l'approccio tradizionale e per tutti gli approcci secondo il nuovo D.M. 14/01/2008.

Nel calcolo della capacità portante, non è stato considerato l'effetto delle forze orizzontali generate dal sisma e agenti sulla struttura.

Cedimenti

Il calcolo dei cedimenti S viene esteso alla profondità in cui l'incremento di carico indotto dalla costruzione non è più significativo; le ipotesi di partenza per l'esecuzione di tali calcoli sono:

- Consolidazione monodimensionale (schema edometrico)
- Tensioni verticali nel sottosuolo secondo la teoria dell'elasticità (Bonssinesq)
- Modulo edometrico $M_o = \alpha R_p$ (si veda la legenda allegata)

Le teorie adottate per i calcoli dei cedimenti derivano dalla correlazione tra la resistenza alla punta ricavata con le CPT ed il modulo di deformazione elastico.

Il calcolo viene condotto per strati successivi di spessore $H = 20\text{cm}$, valutando per ognuno la tensione verticale σ_v al centro della superficie di carico ed il relativo valore di M_o secondo la formula:

$$S = n \sum [h \times (\Delta\sigma_v / M_o)]$$

Dove n è un coefficiente riduttivo funzione della rigidità.

Nella tabella seguente si riporta il valore dei cedimenti per il carico di esercizio calcolato con il metodo della consolidazione edometrica monodimensionale per la prova CPTU1 con *nf* U22-17.

CPT2	q_{es} (Kg/cm ²)	Cedimenti S (cm) CPT2	Profondità di posa delle fondazioni Df (m dal p.c.)	Volume significativo Hc (m da p.c.)
Trave B=1,00 m	0,80	2,82	-1,00	-5,50

Tabella- Carico di esercizio e cedimento corrispondente

PROVA PENETROMETRICA STATICA CAPACITA' PORTANTE / CEDIMENTI FONDAZIONI		CPT 2 2.010496-028
- committente : Amm. Comunale di Salara (Ro)	- data : 13/12/2012	
- lavoro : Verifica sismica ed polivalenti	- quota inizio : Piano Campagna	
- località : Via Roma, Salara RO	- prof. falda : 1,60 m da quota inizio	
- note :		
- FONDAZIONI SUPERFICIALI ISOLATE - Profondità massima prova : Hmax = 29,80 m		
- Fondazione tipo: TRAVE ROVESCIA		
- Larghezza Fondazione : B = 1,00 m	- Piano posa Fondazione : H = 1,00 m (da quota inizio)	
- Lunghezza Fondazione : L = infinita m	- Profondità banco compr. : Hc = 5,50 m (da quota inizio)	
Valutazioni su: PRESSIONE AMMISSIBILE ALLO SCHIACCIAMENTO	CEDIMENTI DEL SOTTOSUOLO	
- Coefficiente di sicurezza : F = 3,0	- Coefficiente riduzione : n = 0,75 rigidità struttura	
- 1° minimo assoluto : $q_{amm} = 0,95 \text{ kg/cm}^2$ (strato prof: 1,00 m)	- cedim. corrisp. a q_{amm} : 3,35 cm	
- 2° minimo : $q_{amm} = 1,02 \text{ kg/cm}^2$ (strato prof: 1,40 m)	- cedim. corrisp. a q_{amm} : 3,57 cm	
- 3° minimo : $q_{amm} = 1,09 \text{ kg/cm}^2$ (strato prof: 1,20 m)	- cedim. corrisp. a q_{amm} : 3,82 cm	
PRESSIONE AMMISSIBILE (incremento netto) $q_{amm} = 0,80 \text{ kg/cm}^2$	- cedim. corrisp. a q_{amm} : 2,82 cm	
CORRELAZIONI ADOTTATE:		
Modulo edometrico $M_o = \alpha R_p$: Natura TORBOSA (1) $\alpha = 3,00$ * Natura COESIVA (2) $\alpha = 5,00 - 4,00 - 4,00 - 3,50$		
: Natura GRANULARE (3) $\alpha = 3,50$		
$R_{amm} = R_p / K$ = resistenza ammissibile schiacciamento [$K = 12,00$ ($R_p \leq 10 \text{ kg/cm}^2$) - $K = 18,00$ ($R_p \geq 30 \text{ kg/cm}^2$)]		

Di seguito si riporta il calcolo del K di Winkler secondo tre diversi autori, con metodi che dipendono rispettivamente dalla coesione del terreno e dal modulo edometrico.

COESIVI		k_1	k_1	consigliati VIGGIANI pag. 265
k1 argilla compatta 50kPa<Cu<100kPa		25	N/cm ³	2.55 kg/cm ³
k1 argilla molto compatta 100kPa<Cu<200kPa		50	N/cm ³	5.10 kg/cm ³
k1 argilla dura Cu>200kPa		100	N/cm ³	10.20 kg/cm ³
larghezza fondazione B=	100 cm	$k_s = k_1 \cdot \frac{30}{1,5 \cdot B}$		VIGGIANI 9.7
coesione non drenata Cu=	0.5 kg/cm ²			
ks fondazione su argilla	0.51 kg/cm ²			
				30 cm è il diametro piastra

Modulo di reazione dipendente dal modulo edometrico del terreno	
Modulo edometrico =	45 kg/cm ²
larghezza fondazione =	100 cm
VIGGIANI pag. 264	
$k = \frac{E_{ed}}{B}$	
kw=	0.45 kg/cm ³

Calcolo della costante k_w di Winkler

Terreni COESIVI

GRANA FINA (argilla, limo)

nota che sia la COESIONE NON DRENATA: c_u

piano campagna [m] 9.00
 altezza di scavo (~ piano interrato) H [m] 9.00
 profondità del piano di posa D [m] 1.00
 larghezza della fondazione senza il margine B [m] 1.00

rispetto alla superficie del terreno (foto della fondazione inaso interrato)

profondità del piano di posa della fondazione D [m] 1.00

Consistenza: c_u (kg/cm²) 0.50
 Compatta

Soleno di riferimento n. 1

interpolazione del k_1 = 18	$k_s = k_1 \cdot \frac{b}{1,5 \cdot B}$	0.36
-------------------------------	---	------

specifico alla scala di studio gale

k_w	o terreno	adattamento base
grande	piccolo terreno rigido	grande
piccolo	grande terreno deformabile	piccolo

verifica del terreno
verifica della base

STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA
Dott. Ing. Pasquale PAROLISI
 Piazza Crispi, 36 - 90029 Fontanaro (RA)
 tel. 0518326197 studio.parc@parolisi.it

Determinazione della categoria di sottosuolo

La struttura superficiale e del sottosuolo medio profondo dell'area oggetto di studio è stata desunta mediante l'esecuzione di prove geofisiche per la determinazione diretta della VS30. E' stata quindi eseguita un'indagine sismica mediante metodo MASW. L'indagine eseguita ha permesso la determinazione dell'andamento della velocità delle VS fino ed oltre 30 m di profondità.

In base ai dati derivanti dalle indagini, si ricava che la velocità equivalente VS30 di propagazione delle onde di taglio è stata di:

Sede Comunale → $V_{s30} = 189$ m/sec,
Ed. Polivalenti → $V_{s30} = 183$ m/sec,

E che la categoria di sottosuolo attribuita ai siti è la categoria C.

Profondità Falda

Il livello minimo della falda, misurato il giorno stesso delle prove risulta essere a:

-1.60 metri da quota inizio prova

Tale valore si riferisce al livello che l'acqua raggiunge subito dopo la prova (livello piezometrico), dovuto al grado di risalienza della falda . Il livello della falda freatica, rispetto al piano campagna, può risultare inoltre variabile nel tempo, in quanto è influenzato dell'entità delle precipitazioni che ne modificano sia la geometria che le quote .

5.3 ANALISI DEL RICHIO DI LIQUEFAZIONE

6.5. Analisi del rischio di liquefazione

Per liquefazione si intende un processo di accumulazione della pressione del fluido interstiziale che causa, in un terreno non coesivo saturo (sabbia, ghiaia, limo non plastico), diminuzione della resistenza e/o rigidezza al taglio a seguito dello scuotimento.

La liquefazione consiste quindi in una diminuzione della resistenza del terreno, a seguito del raggiungimento della condizione di fluidità.

Nel caso di un terremoto che inneschi il processo di liquefazione, la massa del suolo resta in movimento fino a che non raggiunge una nuova condizione di stabilità.

Il pericolo di liquefazione aumenta al diminuire :

- della coesione C_u ;
- dell'angolo di attrito ϕ ;
- della tensione totale σ_n ;

e all'aumentare della pressione interstiziale p .

La probabilità che nei terreni sabbiosi saturi si verifichino fenomeni di liquefazione è bassa o nulla se si verifica almeno una delle seguenti condizioni:

1. eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
2. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;

3. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;

4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura (a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ ed in Figura (b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$;

5. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa.

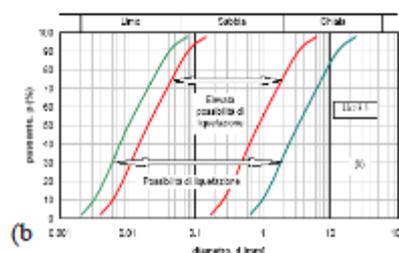
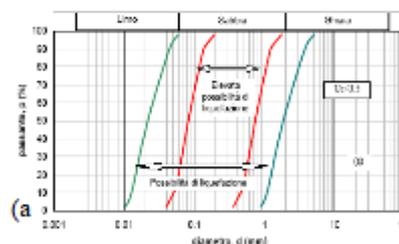
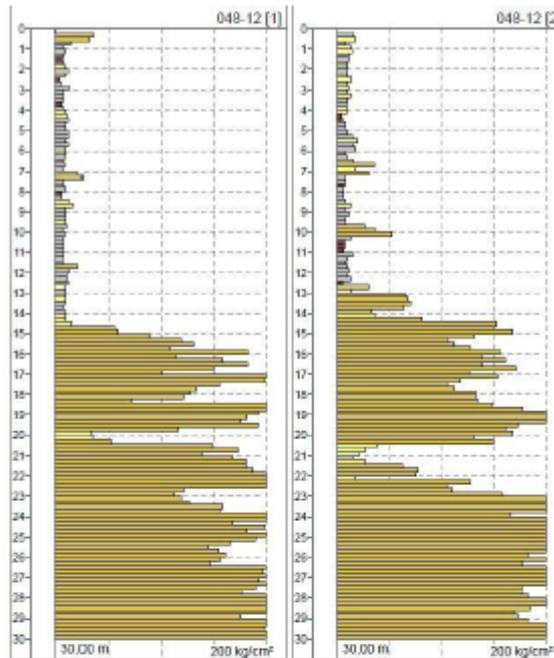


Figura 1 - Fasi granulometriche per la valutazione preliminare della suscettibilità alla liquefazione di un terreno per i terreni a granulometria sabbiosa (a) ed arena (b) (da AGI, 2005)

Il rischio di liquefazione riguarda pertanto situazioni in cui la falda freatica si trova in prossimità della superficie, ed i terreni di fondazione risultano caratterizzati da potenti strati o lenti spesse (di almeno 1 metro) di sabbie sciolte sotto falda, anche se contenenti una frazione fine limosa-argillosa.

Le prove CPT, unitamente all'indagine sismica effettuata, hanno rilevato la presenza, per entrambi i siti, di una stratigrafia caratterizzata da terreni di natura prevalentemente coesiva, posti tra p.c. e 14.60 m, passanti poi ad un banco di natura granulare sino a 30.00 m. La falda freatica superficiale è stata rilevata ad una quota variabile tra 1.60÷2.60 m da p.c..



Bisognerà quindi a verificare il rapporto che intercorre fra le sollecitazioni di taglio che producono liquefazione e quelle indotte dal terremoto, valutando i parametri relativi sia all'evento sismico sia al deposito granulare.

La resistenza del deposito alla liquefazione viene valutata in termini di **fattore di resistenza alla liquefazione F_L** , adottando il criterio di Seed e Idriss, che individua ad ogni profondità z del deposito, il coeff. di sicurezza alla liquefazione, espresso dal rapporto fra la resistenza del terreno agli sforzi di taglio ciclico limite e la sollecitazione di taglio massima indotta dal sisma, e cioè:

$$F_L = \frac{CRR}{CSR} \cdot MSF$$

dove:

- **CRR=Cyclic Resistance Ratio**, indica la resistenza del terreno agli sforzi di taglio ciclico, normalizzata rispetto alla pressione verticale efficace σ'_{v0} ;

$$CRR = \frac{\tau_{ult}}{\sigma'_{v0}}$$

- **CSR= Cyclic Stress Ratio**, indica la sollecitazione di taglio massima indotta dal sisma;

$$CSR = \frac{\tau_{media}}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \frac{S_a g}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_{v0}} r_d$$

- **MSF= fattore di correzione della magnitudo.**

Dal rapporto tra il numeratore con il denominatore, se il risultato è $F_L > 1,00$ il deposito viene considerato **NON LIQUEFACIBILE**, se inferiore **LIQUEFACIBILE**.

Per tale livello è stata eseguita, fino a 20 m di profondità, una stima del rischio di liquefazione, così come previsto dalle linee guida AGI.

La verifica è stata eseguita utilizzando le velocità V_s misurate e supponendo la presenza di una percentuale di limo e/o argilla compresa tra il 5% e il 35%, nonché una magnitudo di riferimento $M = 6.14$.

I risultati ottenuti (vedere i grafici e le tabelle allegate) indicano che il livello sabbioso identificato da 15 m di profondità in poi, ha un fattore di sicurezza superiore all'unità e pertanto non sussiste rischio di liquefazione.

6. ELABORATI GRAFICI DEL RILIEVO GEOMETRICO STRUTTURALE

6.1 ES - RILIEVO GEOMETRICO STRUTTURALE

Gli elaborati grafici sono costituiti da:

- Per lo stato di fatto, trattandosi di muratura, fare riferimento alle tavole architettoniche, dove sono indicate le forometrie utilizzate per la modellazione.

7. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Per la valutazione della sicurezza si fa il raffronto con lo stato di fatto, danneggiato e post sisma.

Come già descritto al §2.2, lo stato attuale presenta le stesse caratteristiche di proprietà meccaniche dei materiali, rigidezza dei solai, dimensioni, spessore, carichi, ecc rispetto allo stato di progetto già descritto.

L'unico elemento che contraddistingue i due modelli è la differente forometria delle aperture.

N.B.

Il vincolo della trave di copertura prefabbricata a doppia pendenza è schematizzato cerniera-cerniera come per il progetto in quanto il software non prevede connessioni ad attrito pertanto il vincolo potrebbe considerarsi labile.

A LIVELLO DI VERIFICHE DELLO STATO ATTUALE SI RIPORTA SOLO UN RIASSUNTO DI QUELLE STATICHE, PER I SEGUENTI MOTIVI:

- TRATTASI DI MIGLIORAMENTO SISMICO E NON STATICO;
- LA VERIFICA STATICA DEL PROGETTO E' AMPIAMENTE VERIFICATA QUINDI PERDE DI SIGNIFICATO LA SITUAZIONE ATTUALE IN QUANTO NON SI SONO EVIDENZIATE SITUAZIONI DI PERICOLO E I CARICHI RIMANGONO INALTERATI

7.1 STATO ATTUALE

7.1.1 DATI

Dati PROGETTO
 Numero Piani : 1
 Numero Materiali : 7
 Numero Nodi : 236
 Numero Sezioni : 34
 Numero Aste : 359
 Numero Solai : 7
 Numero Condizioni di Carico Elementari : 7
 Numero Combinazioni di Condizioni di Carico : 19
 Vettore traslazione (dX, dY) (m)
 (spostamento del riferimento globale XY rispetto al modello grafico):
 -40329.17,99865.34

PARAMETRI DI CALCOLO: Generali
 Tipi di analisi:
 Analisi Modale: si
 Analisi Statica Lineare NON Sismica [\$4.5.5]: si
 - con rigidezze elastiche: no
 Analisi Sismica Statica Lineare [\$7.8.1.5.2]: no
 Analisi Sismica Dinamica Modale [\$7.8.1.5.3]: no
 - con ridistribuzione del taglio [\$7.8.1.5.2]: no
 Analisi Sismica Statica NON Lineare Pushover [\$7.8.1.5.4]: si

Opzioni avanzate:
 Soglia di labilita' per spostamenti nodali (mm) = 100
 Minima lunghezza per aste in fondazione infinitamente rigide (m) = 0.05
 Minima forza da considerare (kN) = 0.01
 Passo di discretizzazione per sollecitazioni e deformazioni (m) = 0.1
 Modifiche automatiche per vincolamento aste: si

AZIONE SISMICA
 Struttura:
 Vita Nominale VN (anni) = 50
 Classe d'uso: III

Coefficiente d'uso CU = 1.5
 Periodo di riferimento per l'azione sismica VR=VN*CU (anni) = 75

Pericolosità:

Ubicazione del sito:
 Longitudine ED50 (gradi sessadecimali) = 11.4272
 - Latitudine ED50 (gradi sessadecimali) = 44.9842
 Tipo di interpolazione: superficie rigata [SCA]

ag(g) Fo Tc*(sec) per i periodi di ritorno di riferimento

30	0.033	2.561	0.227
50	0.039	2.592	0.27
72	0.044	2.559	0.288
101	0.051	2.544	0.293
140	0.059	2.533	0.303
201	0.069	2.508	0.302
475	0.096	2.564	0.305
975	0.123	2.593	0.305
2475	0.167	2.568	0.326

Per periodi di ritorno TR<30 anni [cfr. DPC-Reluis, CNR-ITC]:
 ag(TR) = K * TR^α, dove:
 K = 0.009759802, α = 0.353950833

Stati Limite:

FVR (%) Probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR (Tab.3.2.i)

SLE: SLO	81
SLE: SLD	63
SLU: SLV	10
SLU: SLC	6

ag(g) Fo Tc*(sec) e altri parametri di spettro per i periodi di ritorno TR associati a ciascun Stato Limite [§3.2.3]

Stato limite	TR (anni)	a,g (*g)	Fo (sec)	TC* (sec)	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)
SLO	45	0.038	2.586	0.261	1.500	0.142	0.427	1.752
SLD	75	0.045	2.557	0.289	1.500	0.152	0.457	1.780
SLV	712	0.110	2.580	0.305	1.500	0.158	0.474	2.040
SLC	1237	0.133	2.587	0.310	1.494	0.160	0.479	2.132

Suolo:

Categoria di sottosuolo e Condizioni topografiche:
 Categoria di sottosuolo: C
 Categoria topografica: T1
 Rapporto quota sito / altezza rilievo topografico = 0
 Coefficiente di amplificazione topografica ST = 1

PGA:
 Definizione di PGA: Accelerazione su roccia (analogo ad ag)

Microzonazione:
 Fattore di suolo SS da microzonazione sismica: no

Componenti:
 Spettro di risposta: componente orizzontale:
 SLE: Smorzamento viscoso (ξ) (%) = 5
 $\eta = [10 / (5 + \xi)] = 1$
 SLU: Rapporto $\alpha / \alpha_1 = 1.4$
 Regolarità in altezza: no
 SLU: Fattore di struttura = 2.1 => $\eta = 1 / q = 0.476$
 Spettro di risposta: componente verticale:
 SS=1.000, S=1.000, TB=0.050 sec, TC=0.150 sec, TD=1.000 sec, ξ=5% (η=1.000), q=1.500 (η=1/q=0.667)

PARAMETRI DI CALCOLO: Sismica

Direzioni di analisi e Combinazione delle componenti:
 Angolo di ingresso del sisma (+ se antiorario) (α°) = 0
 (analisi nelle direzioni X e Y)
 Criterio di combinazione delle componenti orizzontali: +30%
 Ignorare effetti eccentricità accidentali in Sismica Lineare: no

Opzioni di analisi:
 Progettazione semplificata per zone a bassa sismicità [§7]: no
 - Sd(T1) (g) per zone a bassa sismicità = 0.07
 Per Analisi Sismica Lineare:
 - altezza H della costruzione (7.2.2) misurata a partire dal piano di fondazione (m) = 7.7
 - quota di inizio degli effetti sismici (m) = 0
 - amplificazione spostamenti sismici con fattore μ [§7.3.3.3 per SLV, §C7.3.7 per SLO e SLD]:
 ignorare ai fini del calcolo delle tensioni sul terreno: si
 - eseguire analisi per SLO: si
 - eseguire analisi per SLD: si

Per Analisi Sismica Statica Lineare:
 Periodo principale T1 (sec) in direzione α: T1X = 0.527
 - in direzione α+90°: T1Y = 0.527
 Calcolo di T1 con relazione (7.3.5) T1=C1*H^(3/4): si
 - C1 per il calcolo di T1 = 0.114
 λ=1.00 nella definizione delle forze sismiche [§7.3.3.2]: no

PARAMETRI DI CALCOLO: Analisi Modale

Metodo di calcolo per Analisi Modale: Lanczos
 Metodo di normalizzazione degli autovettori: Rispetto alla matrice delle masse
 Numero modi da calcolare: 3
 Numero di modi da considerare: tutti i modi con massa part.>5% e comunque tali che massa part.tot.>85% [§7.3.3.1]
 Metodo di combinazione dei modi: CQC (combinazione quadratica completa) [§7.3.3.1]

PARAMETRI DI CALCOLO: Muratura

Tipo di edificio e Livello di Conoscenza: Muratura Ordinaria
 Edificio Esistente con Livello di Conoscenza LC1 (limitata)
 Fattore di Confidenza FC [§8.5.4, §C8A.1.a.4, §4.2 Dir.9.2.2011] = 1.35
 Coefficienti parziali di sicurezza: Edificio Esistente con Livello di Conoscenza LC1 (limitata)
 - γM in Statica [§4.5.6.1] = 2.7
 - γM in Sismica [§7.8.1.1] = 2
 - per edifici esistenti [§8.5.4]: γM*FC: in Statica = 3.65, in Sismica = 2.7

Comportamento muratura:
 Diagramma di calcolo tensione-deformazione [§4.1.2.1.2.2]: Stress-block
 Coefficienti correttivi dei parametri meccanici [Tab. C8A.2.2]: per 2 o più coefficienti:

PARAMETRI DI CALCOLO: Analisi

Per maschi murari:
 Contributo Rigidezza Trasversale: si
 Assemblaggio rigidezza flessionale (EJ) per elementi contigui: si

Analisi Sismica: intervento di Miglioramento.
 - Stato di Progetto per Analisi globale: struttura corrente.
 - Stato Attuale per Analisi globale2017_011_ScuolaSalara_SA
 - Stato di Progetto per Analisi cinematica
 - Stato Attuale per Analisi cinematica2017_011_ScuolaSalara_SA

Per Edifici Esistenti: valutare la sicurezza con riferimento al solo SLV [§8.3]: si

Analisi Sismica lineare: varie:

- Eseguire il calcolo degli Indicatori di Rischio Sismico: no
- Eseguire le verifiche di sicurezza anche per combinazioni (Nmin, T/Mmax), (Nmax, T/Mmin): no

Ridistribuzione taglio [§7.8.1.5.2-3]

- Max riduzione del taglio V per i maschi murari: R% = 25
- Max aumento del taglio V per i maschi murari: a% = 25
- $\Delta V \leq \max(R, a\%) |V|, 0.1 * |V_{piano}|$: si

PARAMETRI DI CALCOLO: Verifiche

Per maschi murari:

- Sezioni di verifica. Alla base: obbligatoria; in sommità: a tutti i piani, tranne l'ultimo

PressoFlessione Complanare:

- Eseguire le verifiche [§7.8.2.2.1]: si
- Considerare la Flessione solo nei maschi snelli: no
- snelli se (h/l) superiore a: 2

Taglio per Scorrimento:

- Eseguire le verifiche [§7.8.2.2.2]: si
- Modalità di calcolo della zona reagente: distribuzione triangolare delle tensioni [EC6, §4.5.3(6)]
- Maschi in muratura ordinaria: prescindere in ogni caso dalla parzializzazione: no

Taglio per fessurazione diagonale:

- Eseguire le verifiche [§C8.7.1.5]: si
- Per muratura nuova, in Analisi lineare: $\tau_0 = f_{vm0}$: si
- (in analogia con la muratura esistente, anziché: $\tau_0 = f_{vk0}$)
- Coefficiente di forma b in dipendenza dalla snellezza $\lambda = (h/l)$: b=1.5 indipendente da λ (Turnsek-Cacovic)
- Resistenza a trazione ft = b τ_0

PressoFlessione Ortogonale:

Analisi Statica [§4.5.6.2]:

- a. Con azioni da modello di calcolo 3D: si
- b. Metodo semplificato (ipotesi di parete incernierata a livello dei piani) [§4.5.5, §4.5.6.2]: no

Eseguire le verifiche (a, b) solo in mezzera: si

Analisi Sismica [§7.8.2.2.3]:

- a. Con azioni da modello di calcolo 3D: si
- b. Con azioni convenzionali (forze equivalenti) [§7.2.3] (solo per analisi lineare): no
- Assumere $Ta=0$ [§7.8.1.5.2] per tutte le pareti che rispettano i requisiti della Tab.7.8.II, per muratura sia nuova che esistente

In Analisi Statica (a) e Analisi Sismica (a, b):

- Considerare eccentricità minima (h/200) (rif.: 4.5.9): si

PARAMETRI DI CALCOLO: Pushover (1)

Distribuzioni di forze [cfr. §7.3.4.1]:

- Gruppo 1: distribuzioni principali
- (A) Lineare: proporzionale alle forze statiche
- Gruppo 2: distribuzioni secondarie
- (E) Uniforme: forze proporzionali alle masse

Fattore di partecipazione modale Γ [cfr. §C7.3.5]:

- calcolato con le sole masse equiverse all'analisi
- $\Gamma = 1.00$ nella distribuzione di forze Uniforme (E): si

Incrementi di taglio, Direzioni di analisi, Punto di controllo

Incremento di taglio alla base (kN):

- iniziale (fino al taglio di prima plasticizzazione) = 25
- dopo il taglio di prima plasticizzazione = 25

Direzione e verso di analisi:

- + α (+X per $\alpha=0^\circ$)
- α (-X per $\alpha=0^\circ$)
- + $\alpha+90^\circ$ (+Y per $\alpha=0^\circ$)
- $(\alpha+90^\circ)$ (-Y per $\alpha=0^\circ$)
- considerare gli effetti dell'eccentricità accidentale: no

Punto di controllo:

- baricentro del piano 1

PARAMETRI DI CALCOLO: Pushover (2)

Comportamento degli elementi strutturali:

Verifiche di sicurezza in corso di analisi:

Maschi murari:

- Non eseguire verifiche a Sforzo Normale di Trazione: si
- Non eseguire verifiche a PressoFlessione Ortogonale: no

Fasce di piano (Strisce, Sottofinestra):

- Non eseguire verifiche a PressoFlessione: si
- Non eseguire verifiche a Taglio: si
- Non eseguire verifiche di resistenza in fase plastica: no

Fondazioni:

- Ignorare aste su suolo elastico in Analisi Pushover: no

Curve caratteristiche: comportamento:

Maschi murari: Bilineare, con rigidità iniziale elastica

Fasce di piano (Strisce, Sottofinestra): Elasto-plastico

Dopo il collasso, la fascia non vincola più gli spostamenti orizzontali dei nodi dei maschi tra i quali è definita: no

Modalità di calcolo:

Spostamento ultimo:

- Drift ultimo (deformazione angolare): si
- fattore di snellezza H/D per drift a pressoflessione: no
- Controllo di duttilità (multiplo dello spostamento al limite elastico): no

Sistema bilineare equivalente:

- Massima riduzione R di resistenza in corrispondenza di SLU (%) = 20
- Tratto elastico passante per il punto con Taglio (K T_{max}), dove K = 0.7

Ulteriori condizioni per il raggiungimento di SLU:

- Spostamenti non superiori ad H/K, con: H altezza dell'edificio, K = 100: no
- Taglio alla base (kN) non superiore a 100000: no
- Massima diminuzione di rigidità fra due passi consecutivi 50% : no

Riduzione del Taglio non superiore a R% del massimo:

- Ultima configurazione equilibrata corrispondente a una riduzione del Taglio pari a R% rispetto al massimo
- SLU: ultimo punto effettivamente calcolato prima della riduzione del Taglio pari a R% rispetto al massimo: no

Opzioni varie:

- Ignorare tratti plastici orizzontali a taglio ultimo costante in caso di collasso completo di un piano: si
- Incremento di taglio autocorrettivo per individuare i punti di collasso dei singoli elementi strutturali: no

PARAMETRI DI CALCOLO: Muratura Armata

Acciaio:

Diagramma di calcolo tensione - deformazione [§4.1.2.1.2.3]:

Modello: elastico perfettamente plastico (tensioni in N/mm², deformazioni in per mille):

- f_{yk} = 550 - a) in analisi lineare: f_{yd} = f_{yk}/ γ_s = 478.3 b) in analisi non lineare: f_{ym} = f_{yk}/0.93 = 591.4
- s_{ud} = 10 - E_s = 210000
- e_{yd}: a) in analisi lineare: f_{yd}/E_s = 2.28 b) in analisi non lineare: f_{ym}/E_s = 2.82

Armatura:

- verticale: F_{min} barre: 5 mm.; orizzontale (nei giunti):
- tipo di traliccio: 2
- sezione totale del traliccio A_{sw} (mm²) = 25

distanza verticale tra i livelli di armatura (mm) = 500
 fyk per l'armatura orizzontale = 449.995
 Coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_s = 1.15$
 Opzioni per Verifiche di resistenza:
 PressoFlessione: contributo dell'armatura compressa no
 Taglio: $V_t = V_{tM} + V_{tS} = (d \cdot t \cdot f_{vd}) + (0.6 \cdot d \cdot A_{sw} \cdot f_{yd})/s$, con: $V_t \leq 0.3 \cdot f_d \cdot t \cdot d$ [§7.8.3.2.2]

PARAMETRI DI CALCOLO: Calcestruzzo Armato

Acciaio:
 Diagramma di calcolo tensione - deformazione [§4.1.2.1.2.3]:
 Modello: elastico perfettamente plastico (tensioni in N/mm², deformazioni in per mille):
 fyk = 450
 eud = 10 - Es = 210000
 Coefficiente parziale di sicurezza per acciaio $\gamma_s = 1.15$
 Fattore di confidenza FC per acciaio in c.a. esistente [cfr. Tab.C8A.1.2] = 1.2

Calcestruzzo:
 Diagramma di calcolo tensione - deformazione [§4.1.2.1.2.2]:
 Modello: parabolico-rettangolare:
 $\epsilon_{c2} = 2 - \epsilon_{cu} = 3.5$
 Coefficiente parziale di sicurezza per calcestruzzo $\gamma_c = 1.5$

Varie:
 Verifiche a PressoFlessione: si considera sempre il contributo dell'armatura compressa
 Fattore di confidenza FC per strutture in c.a. [cfr. Tab.C8A.1.2] = 1.2

2. Dati PIANI

N°	Z:altezza da fondaz. (m)	Piano Rigido	Nodo	>3D:Ecc.agg.	-ecc. agg.	Piano di controllo in Pushover	Vento +X	Vento +Y	Vento -X	Vento -Y	Press.X (kN/m ²)
1	7.250		236	0.815	1.614	X	X	X	X	X	0.50

N°	Depress.X	Press.Y	Depress.Y
1	0.25	0.50	0.25

3. Dati MATERIALI

N°	Tipologia materiale	Descrizione	Mat. [parametri meccanici:N/mm ² nuovo]	Tipologia muratura	E	G	fm
1	1) Conglomerato Cementizio Armato	C25/30			31000	13000	25.00
2	2) Acciaio	Acciaio S235			210000	80769	0.00
3	3) Muratura	Muratura esistente	8) Blocchi laterizi semipieni (f<45%)		4500	1350	4.00
4	3) Muratura	Muratura nuova	X	4) Laterizio Pieni	5300	2120	7.57
5	5) Materiale generico	Legno			10000	3500	0.00
6	4) Legno	Blocchi e giunti			50000	20000	35.00
7	1) Conglomerato Cementizio Armato	C20/25			31000	13000	20.00

N°	fk	fvm0 (mur.nuova) / tau0 (mur.esistente)	fvk0	ftm	fhm	fhk	fbk	f'bk	Malta: fm	Duttilità (du/de)	Coeff. attrito	Coeff.dilataz. termica (°^-1)	Peso sp. (kN/m ³)	Coeff.corr.: Malta buona
1	25.00	0.000 0.000	0.000	0.000	12.50	12.50	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.000010	25.00	1.00
2	235.00	0.000 0.000 0.000	0.00	117.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.000012	78.50	1.00
3	2.80	0.300 0.210 0.400	2.00	1.40	0.00	0.00	0.0	1.50	0.40	0.000010	0.40	0.000010	12.00	1.30
4	5.30	0.286 0.200 0.000	3.79	2.65	10.00	2.00	10.0	2.00	0.40	0.000010	0.40	0.000010	18.00	1.00
5	0.00	0.000 0.000 0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000004	0.00	0.000004	8.00	1.00
6	24.50	0.000 0.000 3.500	17.50	12.25	0.00	0.00	0.0	0.00	0.40	0.000004	0.40	0.000004	20.00	1.00
7	20.00	0.000 0.000 0.000	10.00	10.00	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.000010	0.00	0.000010	25.00	1.00

N°	Giunti sottili	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Nucleo scadente	Iniezioni di miscela	Intonaco armato	E giunto	G giunto	fm giunto	ftm giunto
1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0	0	0.00	0.000
2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0	0	0.00	0.000
3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30	0	0	0.00	0.000
4	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0	0	0.00	0.000
5	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0	0	0.00	0.000
6	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	660	264	2.50	0.250
7	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0	0	0.00	0.000

4. Dati NODI

Nome	X (m)	Y (m)	Z (m)	Piano	Vinc.est. (1=lib.,0=blocc.)	u (sX)	v (sX)	w (sX)	phiX	phiY	phiZ	Nodo master
1.	6.925	0.000	0.000	0	001110				X	X	X	0
2.	6.925	0.000	7.250	1	111111		X	X	X	X	X	0
3.	5.975	0.000	7.250	1	111111		X	X	X	X	X	0
4.	7.875	0.000	7.250	1	111111		X	X	X	X	X	0
5.	9.925	0.000	0.000	0	001110				X	X	X	0
6.	9.925	0.000	7.250	1	111111		X	X	X	X	X	0
7.	10.175	0.000	0.000	0	001110				X	X	X	0
8.	9.675	0.000	7.250	1	111111		X	X	X	X	X	0
9.	10.175	0.000	7.250	1	111111		X	X	X	X	X	0
10.	12.225	0.000	0.000	0	001110				X	X	X	0
11.	12.225	0.000	7.250	1	111111		X	X	X	X	X	0
12.	11.975	0.000	0.000	0	001110				X	X	X	0
13.	12.475	0.000	0.000	0	001110				X	X	X	0
14.	11.975	0.000	7.250	1	111111		X	X	X	X	X	0
15.	12.475	0.000	7.250	1	111111		X	X	X	X	X	0

16.	14.525	0.000	0.000	0	001110				X	X	X				0
17.	14.525	0.000	7.250	1	111111		X	X	X	X	X	X	X		0
18.	14.274	0.000	0.000	0	001110				X	X	X				0
19.	14.775	0.000	0.000	0	001110				X	X	X				0
20.	14.274	0.000	7.250	1	111111		X	X	X	X	X	X	X		0
21.	14.775	0.000	7.250	1	111111		X	X	X	X	X	X	X		0
22.	16.825	0.000	0.000	0	001110				X	X	X				0
23.	16.825	0.000	7.250	1	111111		X	X	X	X	X	X	X		0
24.	16.575	0.000	0.000	0	001110				X	X	X				0
25.	17.075	0.000	0.000	0	001110				X	X	X				0
26.	16.575	0.000	7.250	1	111111		X	X	X	X	X	X	X		0
27.	17.075	0.000	7.250	1	111111		X	X	X	X	X	X	X		0
28.	19.125	0.000	0.000	0	001110				X	X	X				0
29.	19.125	0.000	7.250	1	111111		X	X	X	X	X	X	X		0
30.	18.875	0.000	0.000	0	001110				X	X	X				0
31.	19.375	0.000	0.000	0	001110				X	X	X				0
32.	18.875	0.000	7.250	1	111111		X	X	X	X	X	X	X		0
33.	19.375	0.000	7.250	1	111111		X	X	X	X	X	X	X		0
34.	21.425	0.000	0.000	0	001110				X	X	X				0
35.	21.425	0.000	7.250	1	111111		X	X	X	X	X	X	X		0
36.	21.175	0.000	0.000	0	001110				X	X	X				0
37.	21.675	0.000	0.000	0	001110				X	X	X				0
38.	21.175	0.000	7.250	1	111111		X	X	X	X	X	X	X		0
39.	21.675	0.000	7.250	1	111111		X	X	X	X	X	X	X		0
40.	23.725	0.000	0.000	0	001110				X	X	X				0
41.	23.725	0.000	7.250	1	111111		X	X	X	X	X	X	X		0
42.	23.475	0.000	0.000	0	001110				X	X	X				0
43.	23.975	0.000	0.000	0	001110				X	X	X				0
44.	23.475	0.000	7.250	1	111111		X	X	X	X	X	X	X		0
45.	23.975	0.000	7.250	1	111111		X	X	X	X	X	X	X		0
46.	26.025	0.000	0.000	0	001110				X	X	X				0
47.	26.025	0.000	7.250	1	111111		X	X	X	X	X	X	X		0
48.	25.775	0.000	0.000	0	001110				X	X	X				0
49.	26.275	0.000	0.000	0	001110				X	X	X				0
50.	25.775	0.000	7.250	1	111111		X	X	X	X	X	X	X		0
51.	26.275	0.000	7.250	1	111111		X	X	X	X	X	X	X		0
52.	28.327	0.000	0.000	0	001110				X	X	X				0
53.	28.327	0.000	7.250	1	111111		X	X	X	X	X	X	X		0
54.	28.078	0.000	0.000	0	001110				X	X	X				0
55.	28.575	0.000	0.000	0	001110				X	X	X				0
56.	28.078	0.000	7.250	1	111111		X	X	X	X	X	X	X		0
57.	28.575	0.000	7.250	1	111111		X	X	X	X	X	X	X		0
58.	31.325	0.000	0.000	0	001110				X	X	X				0
59.	31.325	0.000	7.250	1	111111		X	X	X	X	X	X	X		0
60.	30.376	0.000	0.000	0	001110				X	X	X				0
61.	30.376	0.000	7.250	1	111111		X	X	X	X	X	X	X		0
62.	32.275	0.000	7.250	1	111111		X	X	X	X	X	X	X		0
63.	31.325	16.300	0.000	0	001110				X	X	X				0
64.	31.325	16.300	7.250	1	111111		X	X	X	X	X	X	X		0
65.	32.275	16.300	7.250	1	111111		X	X	X	X	X	X	X		0
66.	30.375	16.300	7.250	1	111111		X	X	X	X	X	X	X		0
67.	28.325	16.300	0.000	0	001110				X	X	X				0
68.	28.325	16.300	7.250	1	111111		X	X	X	X	X	X	X		0
69.	28.075	16.300	0.000	0	001110				X	X	X				0
70.	28.575	16.300	7.250	1	111111		X	X	X	X	X	X	X		0
71.	28.075	16.300	7.250	1	111111		X	X	X	X	X	X	X		0
72.	26.025	16.300	0.000	0	001110				X	X	X				0
73.	26.025	16.300	7.250	1	111111		X	X	X	X	X	X	X		0
74.	26.275	16.300	0.000	0	001110				X	X	X				0
75.	25.775	16.300	0.000	0	001110				X	X	X				0
76.	26.275	16.300	7.250	1	111111		X	X	X	X	X	X	X		0
77.	25.775	16.300	7.250	1	111111		X	X	X	X	X	X	X		0
78.	23.725	16.300	0.000	0	001110				X	X	X				0
79.	23.725	16.300	7.250	1	111111		X	X	X	X	X	X	X		0
80.	23.975	16.300	0.000	0	001110				X	X	X				0
81.	23.475	16.300	0.000	0	001110				X	X	X				0
82.	23.975	16.300	7.250	1	111111		X	X	X	X	X	X	X		0
83.	23.475	16.300	7.250	1	111111		X	X	X	X	X	X	X		0
84.	21.425	16.300	0.000	0	001110				X	X	X				0
85.	21.425	16.300	7.250	1	111111		X	X	X	X	X	X	X		0
86.	21.675	16.300	0.000	0	001110				X	X	X				0
87.	21.175	16.300	0.000	0	001110				X	X	X				0
88.	21.675	16.300	7.250	1	111111		X	X	X	X	X	X	X		0
89.	21.175	16.300	7.250	1	111111		X	X	X	X	X	X	X		0
90.	19.123	16.300	0.000	0	001110				X	X	X				0
91.	19.123	16.300	7.250	1	111111		X	X	X	X	X	X	X		0
92.	19.375	16.300	0.000	0	001110				X	X	X				0
93.	18.870	16.300	0.000	0	001110				X	X	X				0
94.	19.375	16.300	7.250	1	111111		X	X	X	X	X	X	X		0
95.	18.870	16.300	7.250	1	111111		X	X	X	X	X	X	X		0
96.	16.825	16.300	0.000	0	001110				X	X	X				0
97.	16.825	16.300	7.250	1	111111		X	X	X	X	X	X	X		0
98.	17.075	16.300	0.000	0	001110				X	X	X				0
99.	16.575	16.300	0.000	0	001110				X	X	X				0
100.	17.075	16.300	7.250	1	111111		X	X	X	X	X	X	X		0
101.	16.575	16.300	7.250	1	111111		X	X	X	X	X	X	X		0
102.	14.522	16.300	0.000	0	001110				X	X	X				0
103.	14.522	16.300	7.250	1	111111		X	X	X	X	X	X	X		0
104.	14.775	16.300	0.000	0	001110				X	X	X				0
105.	14.270	16.300	0.000	0	001110				X	X	X				0
106.	14.775	16.300	7.250	1	111111		X	X	X	X	X	X	X		0
107.	14.270	16.300	7.250	1	111111		X	X	X	X	X	X	X		0
108.	12.225	16.300	0.000	0	001110				X	X	X				0
109.	12.225	16.300	7.250	1	111111		X	X	X	X	X	X	X		0
110.	12.475	16.300	0.000	0	001110				X	X	X				0
111.	11.975	16.300	0.000	0	001110				X	X	X				0
112.	12.475	16.300	7.250	1	111111		X	X	X	X	X	X	X		0
113.	11.975	16.300	7.250	1	111111		X	X	X	X	X	X	X		0
114.	9.925	16.300	0.000	0	001110				X	X	X				0
115.	9.925	16.300	7.250	1	111111		X	X	X	X	X	X	X		0
116.	10.175	16.300	0.000	0	001110				X	X	X				0
117.	9.675	16.300	0.000	0	001110				X	X	X				0
118.	10.175	16.300	7.250	1	111111		X	X	X	X	X	X	X		0
119.	9.675	16.300	7.250	1	111111		X	X	X	X	X	X	X		0
120.	6.925	16.300	0.000	0	001110				X	X	X				0
121.	6.925	16.300	7.250	1	111111		X	X	X	X	X	X	X		0
122.	7.875	16.300	0.000	0	001110				X	X	X				0

123.	7.875	16.300	7.250	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
124.	5.975	16.300	7.250	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
125.	5.975	12.475	0.000	0	001110			X	X	X		0
126.	5.975	12.475	7.250	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
127.	5.975	8.650	7.250	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
128.	5.975	4.050	0.000	0	001110			X	X	X		0
129.	5.975	4.050	7.250	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
130.	5.975	6.650	7.250	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
131.	5.975	1.450	7.250	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
132.	5.975	0.325	0.000	0	001110			X	X	X		0
133.	5.975	0.325	7.250	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
134.	5.975	0.650	7.250	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
135.	5.481	0.000	0.000	0	001110			X	X	X		0
136.	5.481	0.000	3.450	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
137.	4.837	0.000	0.000	0	001110			X	X	X		0
138.	6.125	0.000	3.450	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
139.	4.837	0.000	3.450	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
140.	1.968	0.000	0.000	0	001110			X	X	X		0
141.	1.968	0.000	3.450	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
142.	3.937	0.000	0.000	0	001110			X	X	X		0
143.	3.937	0.000	3.450	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
144.	0.000	0.000	3.450	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
145.	0.162	16.300	0.000	0	001110			X	X	X		0
146.	0.162	16.300	3.450	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
147.	0.325	16.300	0.000	0	001110			X	X	X		0
148.	0.000	16.300	3.450	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
149.	0.325	16.300	3.450	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
150.	1.225	16.300	0.000	0	001110			X	X	X		0
151.	1.225	16.300	3.450	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
152.	0.975	16.300	0.000	0	001110			X	X	X		0
153.	1.475	16.300	0.000	0	001110			X	X	X		0
154.	0.975	16.300	3.450	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
155.	1.475	16.300	3.450	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
156.	2.375	16.300	0.000	0	001110			X	X	X		0
157.	2.375	16.300	3.450	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
158.	2.125	16.300	0.000	0	001110			X	X	X		0
159.	2.625	16.300	0.000	0	001110			X	X	X		0
160.	2.125	16.300	3.450	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
161.	2.625	16.300	3.450	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
162.	3.525	16.300	0.000	0	001110			X	X	X		0
163.	3.525	16.300	3.450	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
164.	3.275	16.300	0.000	0	001110			X	X	X		0
165.	3.775	16.300	0.000	0	001110			X	X	X		0
166.	3.275	16.300	3.450	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
167.	3.775	16.300	3.450	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
168.	4.675	16.300	0.000	0	001110			X	X	X		0
169.	4.675	16.300	3.450	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
170.	4.425	16.300	0.000	0	001110			X	X	X		0
171.	4.925	16.300	0.000	0	001110			X	X	X		0
172.	4.425	16.300	3.450	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
173.	4.925	16.300	3.450	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
174.	5.875	16.300	0.000	0	001110			X	X	X		0
175.	5.875	16.300	3.450	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
176.	5.625	16.300	0.000	0	001110			X	X	X		0
177.	5.625	16.300	3.450	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
178.	6.125	16.300	3.450	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
179.	32.275	2.075	0.000	0	001110			X	X	X		0
180.	32.275	2.075	7.250	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
181.	32.275	4.150	7.250	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
182.	32.275	6.150	0.000	0	001110			X	X	X		0
183.	32.275	6.150	7.250	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
184.	32.275	8.150	7.250	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
185.	32.275	10.150	0.000	0	001110			X	X	X		0
186.	32.275	10.150	7.250	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
187.	32.275	12.150	7.250	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
188.	32.275	14.225	0.000	0	001110			X	X	X		0
189.	32.275	14.225	7.250	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
190.	0.000	0.475	0.000	0	001110			X	X	X		0
191.	0.000	0.475	3.450	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
192.	0.000	0.950	3.450	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
193.	0.000	2.729	0.000	0	001110			X	X	X		0
194.	0.000	2.729	3.450	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
195.	0.000	3.608	0.000	0	001110			X	X	X		0
196.	0.000	1.850	3.450	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
197.	0.000	3.608	3.450	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
198.	0.000	6.329	0.000	0	001110			X	X	X		0
199.	0.000	6.329	3.450	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
200.	0.000	4.508	0.000	0	001110			X	X	X		0
201.	0.000	4.508	3.450	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
202.	0.000	8.150	3.450	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
203.	0.000	10.004	0.000	0	001110			X	X	X		0
204.	0.000	10.004	3.450	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
205.	0.000	11.859	3.450	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
206.	0.000	14.079	0.000	0	001110			X	X	X		0
207.	0.000	14.079	3.450	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
208.	0.000	0.000	0.000	0	001110			X	X	X		0
209.	32.275	0.000	0.000	0	001110			X	X	X		0
210.	32.275	16.300	0.000	0	001110			X	X	X		0
211.	0.001	16.300	0.000	0	001110			X	X	X		0
212.	5.975	0.000	0.000	0	001110			X	X	X		0
213.	5.975	16.300	0.000	0	001110			X	X	X		0
214.	14.525	16.300	7.250	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
215.	19.125	16.300	7.250	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
216.	28.325	0.000	7.250	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
217.	5.975	0.000	3.450	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
218.	5.975	16.300	3.450	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
219.	6.125	0.000	7.250	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
220.	6.125	16.300	7.250	1	111111	X	X	X	X	X	X	0
221.	7.875	0.000	0.000	0	001110			X	X	X		0
222.	9.675	0.000	0.000	0	001110			X	X	X		0
223.	30.375	16.300	0.000	0	001110			X	X	X		0
224.	28.575	16.300	0.000	0	001110			X	X	X		0
225.	5.975	8.650	0.000	0	001110			X	X	X		0
226.	5.975	1.450	0.000	0	001110			X	X	X		0
227.	5.975	6.650	0.000	0	001110			X	X	X		0
228.	5.975	0.650	0.000	0	001110			X	X	X		0
229.	32.275	4.150	0.000	0	001110			X	X	X		0

1230.	132.275	8.150	0.000	0	001110			X	X	X			0
1231.	132.275	12.150	0.000	0	001110			X	X	X			0
1232.	0.000	0.950	0.000	0	001110			X	X	X			0
1233.	0.000	1.850	0.000	0	001110			X	X	X			0
1234.	0.000	8.150	0.000	0	001110			X	X	X			0
1235.	0.000	11.859	0.000	0	001110			X	X	X			0
G.1.	116.996	8.133	7.250	1	inc			X	X	X			0

5. Dati SEZIONI

N°	Tipologia	Descrizione	B / R	H / r	b / s	h / t	H sez.	Area (m ²)	Jx (m ⁴)	Jy (m ⁴)	Jz (m ⁴)	Aty (m ²)
1	0) Qualunque	Sez. Rigida	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.00E+00	1.00E+00	1.00E+00	1.00E+00	1.00E+00
2	1) Rettangolare	300x500	0.300	0.500	0.000	0.000	0.500	1.50E-01	2.75E-03	3.13E-03	1.13E-03	1.25E-01
3	1) Rettangolare	500x500	0.500	0.500	0.000	0.000	0.500	2.50E-01	8.80E-03	5.21E-03	5.21E-03	2.08E-01
4	3) Circolare	d300	0.150	0.000	0.000	0.000	0.150	7.07E-02	7.95E-04	3.98E-04	3.98E-04	6.36E-02
5	12) Profilato in Acciaio	HEA 100	0.100	0.096	0.005	0.008	0.096	2.12E-03	1.05E-07	3.49E-06	1.34E-06	7.52E-04
6	5) T rovescio	ã'' 1000 (300) x 1800 (300)	0.300	1.500	1.000	0.300	1.800	7.50E-01	3.03E-02	2.32E-01	2.84E-02	5.40E-01
7	6) T	ã'' 400 (250) x 300 (50)	0.400	0.050	0.250	0.250	0.300	8.25E-02	9.17E-04	6.71E-04	5.92E-04	1.20E-01
8	1) Rettangolare	300x800	0.300	0.800	0.000	0.000	0.800	2.40E-01	5.48E-03	1.28E-02	1.80E-03	2.00E-01
9	1) Rettangolare	300x1900	0.300	1.900	0.000	0.000	1.900	5.70E-01	1.57E-02	1.71E-01	4.28E-03	4.75E-01
10	1) Rettangolare	300x496	0.300	0.496	0.000	0.000	0.496	1.49E-01	2.72E-03	3.05E-03	1.12E-03	1.24E-01
11	1) Rettangolare	300x1899	0.300	1.899	0.000	0.000	1.899	5.70E-01	1.57E-02	1.71E-01	4.27E-03	4.75E-01
12	1) Rettangolare	300x550	0.300	0.550	0.000	0.000	0.550	1.65E-01	3.19E-03	4.16E-03	1.24E-03	1.38E-01
13	1) Rettangolare	300x3400	0.300	3.400	0.000	0.000	3.400	1.02E+00	2.95E-02	9.83E-01	7.65E-03	8.50E-01
14	1) Rettangolare	300x504	0.300	0.504	0.000	0.000	0.504	1.51E-01	2.79E-03	3.20E-03	1.13E-03	1.26E-01
15	1) Rettangolare	300x505	0.300	0.505	0.000	0.000	0.505	1.52E-01	2.80E-03	3.22E-03	1.14E-03	1.26E-01
16	1) Rettangolare	300x7650	0.300	7.650	0.000	0.000	7.650	2.30E+00	6.81E-02	1.12E+01	1.72E-02	1.91E+00
17	1) Rettangolare	300x5200	0.300	5.200	0.000	0.000	5.200	1.56E+00	4.59E-02	3.52E+00	1.17E-02	1.30E+00
18	1) Rettangolare	300x650	0.300	0.650	0.000	0.000	0.650	1.95E-01	4.10E-03	6.87E-03	1.46E-03	1.63E-01
19	1) Rettangolare	300x4550	0.300	4.550	0.000	0.000	4.550	1.37E+00	4.00E-02	2.35E+00	1.02E-02	1.14E+00
20	1) Rettangolare	300x5150	0.300	5.150	0.000	0.000	5.150	1.55E+00	4.55E-02	3.41E+00	1.16E-02	1.29E+00
21	1) Rettangolare	250x1287	0.250	1.287	0.000	0.000	1.287	3.22E-01	6.00E-03	4.44E-02	1.68E-03	2.68E-01
22	1) Rettangolare	250x3938	0.250	3.938	0.000	0.000	3.938	9.85E-01	2.01E-02	1.27E+00	5.13E-03	8.20E-01
23	1) Rettangolare	250x920	0.250	0.920	0.000	0.000	0.920	2.30E-01	4.01E-03	1.62E-02	1.20E-03	1.92E-01
24	1) Rettangolare	250x950	0.250	0.950	0.000	0.000	0.950	2.38E-01	4.18E-03	1.79E-02	1.24E-03	1.98E-01
25	1) Rettangolare	250x325	0.250	0.325	0.000	0.000	0.325	8.13E-02	8.81E-04	7.15E-04	4.23E-04	6.77E-02
26	1) Rettangolare	250x500	0.250	0.500	0.000	0.000	0.500	1.25E-01	1.76E-03	2.60E-03	6.51E-04	1.04E-01
27	1) Rettangolare	250x1720	0.250	1.720	0.000	0.000	1.720	4.30E-01	8.33E-03	1.06E-01	2.24E-03	3.58E-01
28	1) Rettangolare	300x4150	0.300	4.150	0.000	0.000	4.150	1.25E+00	3.64E-02	1.79E+00	9.34E-03	1.04E+00
29	1) Rettangolare	300x4000	0.300	4.000	0.000	0.000	4.000	1.20E+00	3.50E-02	1.60E+00	9.00E-03	1.00E+00
30	1) Rettangolare	250x1758	0.250	1.758	0.000	0.000	1.758	4.40E-01	8.53E-03	1.13E-01	2.29E-03	3.66E-01
31	1) Rettangolare	250x3642	0.250	3.642	0.000	0.000	3.642	9.11E-01	1.85E-02	1.01E+00	4.74E-03	7.59E-01
32	1) Rettangolare	250x1200	0.250	1.200	0.000	0.000	1.200	3.00E-01	5.53E-03	3.60E-02	1.56E-03	2.50E-01
33	1) Rettangolare	250x3709	0.250	3.709	0.000	0.000	3.709	9.27E-01	1.89E-02	1.06E+00	4.83E-03	7.73E-01
34	1) Rettangolare	250x4441	0.250	4.441	0.000	0.000	4.441	1.11E+00	2.27E-02	1.82E+00	5.78E-03	9.25E-01

N°	Atz (m ²)	
1	1.00E+00	14 1.26E-01
2	1.25E-01	15 1.26E-01
3	2.08E-01	16 1.91E+00
4	6.36E-02	17 1.30E+00
5	1.84E-03	18 1.63E-01
6	3.00E-01	19 1.14E+00
7	6.25E-02	20 1.29E+00
8	2.00E-01	21 2.68E-01
9	4.75E-01	22 8.20E-01
10	1.24E-01	23 1.92E-01
11	4.75E-01	24 1.98E-01
12	1.38E-01	25 6.77E-02
13	8.50E-01	26 1.04E-01
14	1.26E-01	27 3.58E-01
15	1.26E-01	28 1.04E+00
16	1.91E+00	29 1.00E+00
17	1.30E+00	30 3.66E-01
18	1.63E-01	31 7.59E-01
19	1.14E+00	32 2.50E-01
20	1.29E+00	33 7.73E-01
21	2.68E-01	34 9.25E-01
22	8.20E-01	

6. Dati ASTE

Legenda Tipologie:
M = Maschio in mur.ordinaria
T = Trave
S = Striscia
F = Sottofinestra
Z = Fondazione
K = Link rigido

N°	Tipologia	Lungh. (m)	Lungh. def. (m)	Rig. (m) i,xz	Rig. (m) j,xz	Lungh. def. (m) xy	Inf. rig.	N° Sez.	B (m)	H (m)	Ang. rot. (°)	N° Mat.	E (N/mm ²)	G	fm	fvm0/tau0	fhm
1	M	7.250	7.000	0.000	0.250	7.250	9	0.300	1.900	0.00	3	4500	1350	4.00	0.300	2.00	
2	K	0.950	0.950	0.000	0.000	0.950	X	1	1.000	0.000	0.00	1	31000	13000	25.00	0.000	12.50
3	K	0.950	0.950	0.000	0.000	0.950	X	1	1.000	0.000	0.00	1	31000	13000	25.00	0.000	12.50
4	M	7.250	6.574	0.140	0.536	7.250		2	2.000	0.500	0.00	3	4500	1350	4.00	0.300	2.00
5	K	0.250	0.250	0.000	0.000	0.250	X	1	1.000	0.000	0.00	1	31000	13000	25.00	0.000	12.50
6	K	0.250	0.250	0.000	0.000	0.250	X	1	1.000	0.000	0.00	1	31000	13000	25.00	0.000	12.50
7	K	0.250	0.250	0.000	0.000	0.250	X	1	1.000	0.000	0.00	1	31000	13000	25.00	0.000	12.50
8	M	7.250	3.500	3.214	0.536	7.250		2	2.000	0.500	0.00	3	4500	1350	4.00	0.300	2.00
9	K	0.250	0.250	0.000	0.000	0.250	X	1	1.000	0.000	0.00	1	31000	13000	25.00	0.000	12.50
10	K	0.250	0.250	0.000	0.000	0.250	X	1	1.000	0.000	0.00	1	31000	13000	25.00	0.000	12.50
11	K	0.250	0.250	0.000	0.000	0.250	X	1	1.000	0.000	0.00	1	31000	13000	25.00	0.000	12.50
12	K	0.250	0.250	0.000	0.000	0.250	X	1	1.000	0.000	0.00	1	31000	13000	25.00	0.000	12.50
13	M	7.250	3.500	3.214	0.536	7.250		2	2.000	0.500	0.00	3	4500	1350	4.00	0.300	2.00
14	K	0.251	0.251	0.000	0.000	0.251	X	1	1.000	0.000	0.00	1	31000	13000	25.00	0.000	12.50
15	K	0.250	0.250	0.000	0.000	0.250	X	1	1.000	0.000	0.00	1	31000	13000	25.00	0.000	12.50
16	K	0.251	0.251	0.000	0.000	0.251	X	1	1.000	0.000	0.00	1	31000	13000	25.00	0.000	12.50
17	K	0.250	0.250	0.000	0.000	0.250	X	1	1.000	0.000	0.00	1	31000	13000	25.00	0.000	12.50
18	M	7.250	3.500	3.214	0.536	7.250		2	2.000	0.500	0.00	3	4500	1350	4.00	0.300	2.00
19	K	0.250	0.250	0.000	0.000	0.250	X	1	1.000	0.000	0.00	1	31000	13000	25.00	0.000	12.50
20	K	0.250	0.250	0.000	0.000	0.250	X	1	1.000	0.000	0.00	1	31000	13000	25.00	0.000	12.50
21	K	0.250	0.250	0.000	0.000	0.250	X	1	1.000	0.000	0.00	1	31000	13000	25.00	0.000	12.50
22	K	0.250	0.250	0.000	0.000	0.250	X	1	1.000	0.000	0.00	1	31000	13000	25.00	0.000	12.50
23	M	7.250	3.500	3.214	0.536	7.250		2	2.000	0.500	0.00	3	4500	1350	4.00	0.300	2.00
24	K	0.250	0.250	0.000	0.000	0.250	X	1	1.000	0.000	0.00	1	31000	13000	25.00	0.000	12.50

302	100	0.005	1.000	0.377	226 128	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
303	100	0.005	1.000	0.377	227 225	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
304	100	0.005	1.000	0.377	128 227	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
305	100	0.005	1.000	0.377	212 132	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
306	100	0.005	1.000	0.377	228 226	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
307	100	0.005	1.000	0.377	132 228	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
308	100	0.005	1.000	0.377	137 135	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
309	100	0.005	1.000	0.377	135 212	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
310	100	0.005	1.000	0.377	208 140	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
311	100	0.005	1.000	0.377	142 137	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
312	100	0.005	1.000	0.377	140 142	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
313	100	0.005	1.000	0.377	147 145	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
314	100	0.005	1.000	0.377	145 211	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
315	100	0.005	1.000	0.377	153 150	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
316	100	0.005	1.000	0.377	152 147	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
317	100	0.005	1.000	0.377	150 152	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
318	100	0.005	1.000	0.377	159 156	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
319	100	0.005	1.000	0.377	158 153	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
320	100	0.005	1.000	0.377	156 158	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
321	100	0.005	1.000	0.377	165 162	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
322	100	0.005	1.000	0.377	164 159	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
323	100	0.005	1.000	0.377	162 164	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
324	100	0.005	1.000	0.377	171 168	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
325	100	0.005	1.000	0.377	170 165	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
326	100	0.005	1.000	0.377	168 170	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
327	100	0.005	1.000	0.377	213 174	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
328	100	0.005	1.000	0.377	176 171	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
329	100	0.005	1.000	0.377	174 176	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
330	100	0.005	1.000	0.377	209 179	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
331	100	0.005	1.000	0.377	179 229	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
332	100	0.005	1.000	0.377	229 182	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
333	100	0.005	1.000	0.377	182 230	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
334	100	0.005	1.000	0.377	230 185	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
335	100	0.005	1.000	0.377	185 231	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
336	100	0.005	1.000	0.377	231 188	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
337	100	0.005	1.000	0.377	188 210	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
338	100	0.005	1.000	0.377	232 190	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
339	100	0.005	1.000	0.377	190 208	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
340	100	0.005	1.000	0.377	195 193	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
341	100	0.005	1.000	0.377	233 232	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
342	100	0.005	1.000	0.377	193 233	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
343	100	0.005	1.000	0.377	234 198	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
344	100	0.005	1.000	0.377	200 195	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
345	100	0.005	1.000	0.377	198 200	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
346	100	0.005	1.000	0.377	235 203	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
347	100	0.005	1.000	0.377	203 234	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
348	100	0.005	1.000	0.377	211 206	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
349	100	0.005	1.000	0.377	206 235	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
350	100	0.000	0.000	0.000	175 218	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
351	100	0.000	0.000	0.000	218 178	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
352	100	0.000	0.000	0.000	138 217	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
353	100	0.000	0.000	0.000	217 136	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
354	100	0.000	0.000	0.000	106 214	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
355	100	0.000	0.000	0.000	214 103	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
356	100	0.000	0.000	0.000	94 215	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
357	100	0.000	0.000	0.000	215 91	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
358	100	0.000	0.000	0.000	56 216	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00
359	100	0.000	0.000	0.000	216 53	inc	inc	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	0.00	0.00	0.00

N°	As xy / estr. (mm^2)	c xy / estr. (mm)	Verif.	PressoFl. Compl.	Taglio Scorr.	Taglio Fess.Diag.	Sf.Norm. Traz.	PressoFl. Ortog.	fhm	P.spec. comp. (kN/m^3)	f1,eff. (N/mm^2)
1	226	200	X	X	X	X	X	X	0.00	12.00	0.00
2	0	0							0.00	25.00	0.00
3	0	0							0.00	25.00	0.00
4	226	200	X	X	X	X	X	X	0.00	12.00	0.00
5	0	0							0.00	25.00	0.00
6	0	0							0.00	25.00	0.00
7	0	0							0.00	25.00	0.00
8	226	200	X	X	X	X	X	X	0.00	12.00	0.00
9	0	0							0.00	25.00	0.00
10	0	0							0.00	25.00	0.00
11	0	0							0.00	25.00	0.00
12	0	0							0.00	25.00	0.00
13	226	200	X	X	X	X	X	X	0.00	12.01	0.00
14	0	0							0.00	25.00	0.00
15	0	0							0.00	25.00	0.00
16	0	0							0.00	25.00	0.00
17	0	0							0.00	25.00	0.00
18	226	200	X	X	X	X	X	X	0.00	12.00	0.00
19	0	0							0.00	25.00	0.00
20	0	0							0.00	25.00	0.00
21	0	0							0.00	25.00	0.00
22	0	0							0.00	25.00	0.00
23	226	200	X	X	X	X	X	X	0.00	12.00	0.00
24	0	0							0.00	25.00	0.00
25	0	0							0.00	25.00	0.00
26	0	0							0.00	25.00	0.00
27	0	0							0.00	25.00	0.00
28	226	200	X	X	X	X	X	X	0.00	12.00	0.00
29	0	0							0.00	25.00	0.00
30	0	0							0.00	25.00	0.00
31	0	0							0.00	25.00	0.00
32	0	0							0.00	25.00	0.00
33	226	200	X	X	X	X	X	X	0.00	12.00	0.00
34	0	0							0.00	25.00	0.00
35	0	0							0.00	25.00	0.00
36	0	0							0.00	25.00	0.00
37	0	0							0.00	25.00	0.00
38	226	200	X	X	X	X	X	X	0.00	12.00	0.00
39	0	0							0.00	25.00	0.00
40	0	0							0.00	25.00	0.00
41	0	0									

44	0	0							0.00	25.00	0.00
45	0	0							0.00	25.00	0.00
46	0	0							0.00	25.00	0.00
47	226	200	X	X	X	X	X	X	0.00	12.00	0.00
48	0	0							0.00	25.00	0.00
49	0	0							0.00	25.00	0.00
50	0	0							0.00	25.00	0.00
51	226	200	X	X	X	X			0.00	12.00	0.00
52	0	0		X	X	X			0.00	12.00	0.00
53	226	200	X	X	X	X			0.00	12.00	0.00
54	0	0		X	X	X			0.00	12.00	0.00
55	226	200	X	X	X	X			0.00	12.00	0.00
56	0	0		X	X	X			0.00	12.00	0.00
57	226	200	X	X	X	X			0.00	12.00	0.00
58	0	0		X	X	X			0.00	12.00	0.00
59	226	200	X	X	X	X			0.00	12.00	0.00
60	0	0		X	X	X			0.00	12.00	0.00
61	226	200	X	X	X	X			0.00	12.00	0.00
62	0	0		X	X	X			0.00	12.00	0.00
63	226	200	X	X	X	X			0.00	12.00	0.00
64	0	0		X	X	X			0.00	12.00	0.00
65	226	200	X	X	X	X			0.00	12.00	0.00
66	0	0		X	X	X			0.00	12.00	0.00
67	226	200	X	X	X	X			0.00	12.00	0.00
68	0	0		X	X	X			0.00	12.00	0.00
69	226	200	X	X	X	X			0.00	12.00	0.00
70	226	200	X	X	X	X	X	X	0.00	12.00	0.00
71	0	0							0.00	25.00	0.00
72	0	0							0.00	25.00	0.00
73	226	200	X	X	X	X	X	X	0.00	12.00	0.00
74	0	0							0.00	25.00	0.00
75	0	0							0.00	25.00	0.00
76	0	0							0.00	25.00	0.00
77	226	200	X	X	X	X	X	X	0.00	12.00	0.00
78	0	0							0.00	25.00	0.00
79	0	0							0.00	25.00	0.00
80	0	0							0.00	25.00	0.00
81	0	0							0.00	25.00	0.00
82	226	200	X	X	X	X	X	X	0.00	12.00	0.00
83	0	0							0.00	25.00	0.00
84	0	0							0.00	25.00	0.00
85	0	0							0.00	25.00	0.00
86	0	0							0.00	25.00	0.00
87	226	200	X	X	X	X	X	X	0.00	12.00	0.00
88	0	0							0.00	25.00	0.00
89	0	0							0.00	25.00	0.00
90	0	0							0.00	25.00	0.00
91	0	0							0.00	25.00	0.00
92	226	200	X	X	X	X	X	X	0.00	12.00	0.00
93	0	0							0.00	25.00	0.00
94	0	0							0.00	25.00	0.00
95	0	0							0.00	25.00	0.00
96	226	200	X	X	X	X	X	X	0.00	12.00	0.00
97	0	0							0.00	25.00	0.00
98	0	0							0.00	25.00	0.00
99	0	0							0.00	25.00	0.00
100	0	0							0.00	25.00	0.00
101	226	200	X	X	X	X	X	X	0.00	12.00	0.00
102	0	0							0.00	25.00	0.00
103	0	0							0.00	25.00	0.00
104	0	0							0.00	25.00	0.00
105	226	200	X	X	X	X	X	X	0.00	12.00	0.00
106	0	0							0.00	25.00	0.00
107	0	0							0.00	25.00	0.00
108	0	0							0.00	25.00	0.00
109	0	0							0.00	25.00	0.00
110	226	200	X	X	X	X	X	X	0.00	12.00	0.00
111	0	0							0.00	25.00	0.00
112	0	0							0.00	25.00	0.00
113	0	0							0.00	25.00	0.00
114	0	0							0.00	25.00	0.00
115	226	200	X	X	X	X	X	X	0.00	12.00	0.00
116	0	0							0.00	25.00	0.00
117	0	0							0.00	25.00	0.00
118	0	0							0.00	25.00	0.00
119	226	200	X	X	X	X			0.00	12.00	0.00
120	0	0		X	X	X			0.00	12.00	0.00
121	226	200	X	X	X	X			0.00	12.00	0.00
122	0	0		X	X	X			0.00	12.00	0.00
123	226	200	X	X	X	X			0.00	12.00	0.00
124	0	0		X	X	X			0.00	12.00	0.00
125	226	200	X	X	X	X			0.00	12.00	0.00
126	0	0		X	X	X			0.00	12.00	0.00
127	226	200	X	X	X	X			0.00	12.00	0.00
128	0	0		X	X	X			0.00	12.00	0.00
129	226	200	X	X	X	X			0.00	12.00	0.00
130	0	0		X	X	X			0.00	12.00	0.00
131	226	200	X	X	X	X			0.00	12.00	0.00
132	0	0		X	X	X			0.00	12.00	0.00
133	226	200	X	X	X	X			0.00	12.00	0.00
134	0	0		X	X	X			0.00	12.00	0.00
135	226	200	X	X	X	X			0.00	12.00	0.00
136	0	0		X	X	X			0.00	12.00	0.00
137	226	200	X	X	X	X			0.00	12.00	0.00
138	226	200	X	X	X	X	X	X	0.00	12.00	0.00
139	0	0							0.00	25.00	0.00
140	0	0							0.00	25.00	0.00
141	226	200	X	X	X	X	X	X	0.00	12.00	0.00
142	0	0							0.00	25.00	0.00
143	0	0							0.00	25.00	0.00
144	226	200	X	X	X	X	X	X	0.00	12.00	0.00
145	0	0							0.00	25.00	0.00
146	0	0							0.00	25.00	0.00
147	226	200	X	X	X	X			0.00	12.00	0.00
148	226	200	X	X	X	X			0.00	12.00	0.00
149	226	200	X	X	X	X	X	X	0.00	12.00	0.00
150	0	0							0.00	25.00	0.00

151	0	0								0.00	25.00	0.00
152	226	200	X	X	X	X	X	X		0.00	12.00	0.00
153	0	0								0.00	25.00	0.00
154	0	0								0.00	25.00	0.00
155	0	0								0.00	25.00	0.00
156	0	0		X	X	X				0.00	12.00	0.00
157	226	200	X	X	X	X				0.00	12.00	0.00
158	226	200	X	X	X	X	X	X		0.00	12.00	0.00
159	0	0								0.00	25.00	0.00
160	0	0								0.00	25.00	0.00
161	0	0								0.00	25.00	0.00
162	226	200	X	X	X	X	X	X		0.00	12.00	0.00
163	0	0								0.00	25.00	0.00
164	0	0								0.00	25.00	0.00
165	0	0								0.00	25.00	0.00
166	0	0								0.00	25.00	0.00
167	226	200	X	X	X	X	X	X		0.00	12.00	0.00
168	0	0								0.00	25.00	0.00
169	0	0								0.00	25.00	0.00
170	0	0								0.00	25.00	0.00
171	0	0								0.00	25.00	0.00
172	226	200	X	X	X	X	X	X		0.00	12.00	0.00
173	0	0								0.00	25.00	0.00
174	0	0								0.00	25.00	0.00
175	0	0								0.00	25.00	0.00
176	0	0								0.00	25.00	0.00
177	226	200	X	X	X	X	X	X		0.00	12.00	0.00
178	0	0								0.00	25.00	0.00
179	0	0								0.00	25.00	0.00
180	0	0								0.00	25.00	0.00
181	0	0								0.00	25.00	0.00
182	226	200	X	X	X	X	X	X		0.00	12.00	0.00
183	0	0								0.00	25.00	0.00
184	0	0								0.00	25.00	0.00
185	0	0		X	X	X				0.00	12.00	0.00
186	226	200	X	X	X	X				0.00	12.00	0.00
187	0	0		X	X	X				0.00	12.00	0.00
188	226	200	X	X	X	X				0.00	12.00	0.00
189	0	0		X	X	X				0.00	12.00	0.00
190	226	200	X	X	X	X				0.00	12.00	0.00
191	0	0		X	X	X				0.00	12.00	0.00
192	226	200	X	X	X	X				0.00	12.00	0.00
193	0	0		X	X	X				0.00	12.00	0.00
194	226	200	X	X	X	X				0.00	12.00	0.00
195	226	200	X	X	X	X	X	X		0.00	12.00	0.00
196	0	0								0.00	25.00	0.00
197	0	0								0.00	25.00	0.00
198	226	200	X	X	X	X	X	X		0.00	12.00	0.00
199	0	0								0.00	25.00	0.00
200	0	0								0.00	25.00	0.00
201	226	200	X	X	X	X	X	X		0.00	12.00	0.00
202	0	0								0.00	25.00	0.00
203	0	0								0.00	25.00	0.00
204	226	200	X	X	X	X	X	X		0.00	12.00	0.00
205	0	0								0.00	25.00	0.00
206	0	0								0.00	25.00	0.00
207	226	200	X	X	X	X	X	X		0.00	12.00	0.00
208	0	0								0.00	25.00	0.00
209	0	0								0.00	25.00	0.00
210	226	200	X	X	X	X	X	X		0.00	12.00	0.00
211	0	0								0.00	25.00	0.00
212	0	0								0.00	25.00	0.00
213	0	0								0.00	25.00	0.00
214	226	200	X	X	X	X	X	X		0.00	12.00	0.00
215	0	0								0.00	25.00	0.00
216	0	0								0.00	25.00	0.00
217	0	0								0.00	25.00	0.00
218	226	200	X	X	X	X				0.00	12.00	0.00
219	0	0		X	X	X				0.00	12.00	0.00
220	226	200	X	X	X	X				0.00	12.00	0.00
221	226	200	X	X	X	X	X	X		0.00	12.00	0.00
222	0	0								0.00	25.00	0.00
223	0	0								0.00	25.00	0.00
224	226	200	X	X	X	X	X	X		0.00	12.00	0.00
225	0	0								0.00	25.00	0.00
226	0	0								0.00	25.00	0.00
227	0	0	X	X	X					0.00	25.00	0.00
228	0	0	X	X	X					0.00	25.00	0.00
229	0	0	X	X	X					0.00	25.00	0.00
230	0	0	X	X	X					0.00	25.00	0.00
231	0	0	X	X	X					0.00	25.00	0.00
232	0	0								0.00	25.00	0.00
233	0	0								0.00	25.00	0.00
234	0	0								0.00	25.00	0.00
235	0	0								0.00	25.00	0.00
236	0	0	X	X	X					0.00	25.00	0.00
237	0	0	X	X	X					0.00	25.00	0.00
238	0	0	X	X	X					0.00	25.00	0.00
239	0	0	X	X	X					0.00	25.00	0.00
240	0	0	X	X	X					0.00	25.00	0.00
241	0	0	X	X	X					0.00	25.00	0.00
242	0	0	X	X	X					0.00	25.00	0.00
243	0	0	X	X	X					0.00	25.00	0.00
244	0	0	X	X	X					0.00	25.00	0.00
245	0	0	X	X	X					0.00	25.00	0.00
246	0	0	X	X	X					0.00	25.00	0.00
247	0	0	X	X	X					0.00	25.00	0.00
248	0	0	X	X	X					0.00	25.00	0.00
249	0	0	X	X	X					0.00	25.00	0.00
250	0	0	X	X	X					0.00	25.00	0.00
251	0	0	X	X	X					0.00	25.00	0.00
252	0	0	X	X	X					0.00	25.00	0.00
253	0	0	X	X	X					0.00	25.00	0.00
254	0	0	X	X	X					0.00	25.00	0.00
255	0	0	X	X	X					0.00	25.00	0.00
256	0	0	X	X	X					0.00	25.00	0.00
257	0	0	X	X	X					0.00	25.00	0.00

1258	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1259	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1260	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1261	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1262	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1263	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1264	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1265	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1266	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1267	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1268	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1269	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1270	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1271	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1272	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1273	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1274	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1275	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1276	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1277	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1278	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1279	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1280	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1281	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1282	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1283	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1284	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1285	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1286	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1287	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1288	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1289	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1290	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1291	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1292	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1293	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1294	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1295	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1296	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1297	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1298	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1299	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1300	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1301	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1302	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1303	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1304	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1305	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1306	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1307	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1308	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1309	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1310	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1311	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1312	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1313	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1314	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1315	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1316	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1317	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1318	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1319	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1320	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1321	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1322	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1323	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1324	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1325	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1326	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1327	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1328	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1329	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1330	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1331	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1332	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1333	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1334	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1335	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1336	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1337	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1338	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1339	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1340	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1341	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1342	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1343	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1344	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1345	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1346	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1347	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1348	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1349	0	0	X	X	X	0.00	25.00	0.00
1350	0	0				0.00	25.00	0.00
1351	0	0				0.00	25.00	0.00
1352	0	0				0.00	25.00	0.00
1353	0	0				0.00	25.00	0.00
1354	0	0				0.00	25.00	0.00
1355	0	0				0.00	25.00	0.00
1356	0	0				0.00	25.00	0.00
1357	0	0				0.00	25.00	0.00
1358	0	0				0.00	25.00	0.00
1359	0	0				0.00	25.00	0.00

N°	Tipologia	Piano	G1 (kN/m²)	G2 =	Q =	Superf. (m²)	Direz. princ. (°)	Distr. trasv. (%)	G1 tot. (kN)	G2 tot. =	Q tot. =
1	Solaio piano	1	2.50	1.00	2.20	91.49	0	15	228.71	91.49	201.27
2	Solaio piano	1	3.00	2.00	0.80	58.40	0	10	175.20	116.80	46.72
3	Solaio piano	1	3.00	2.00	0.80	68.80	0	10	206.40	137.60	55.04
4	Solaio piano	1	3.00	2.00	0.80	68.80	0	10	206.40	137.60	55.04
5	Solaio piano	1	3.00	2.00	0.80	68.80	0	10	206.40	137.60	55.04
6	Solaio piano	1	3.00	2.00	0.80	68.80	0	10	206.40	137.60	55.04
7	Solaio piano	1	3.00	2.00	0.80	58.40	0	10	175.20	116.80	46.72

8. CARICHI: CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI

Condizione di Carico Elementare n°1

PARAMETRI GENERALI

Permanente

Tipo di Azione [S2.5] = 1. Permanente strutturale (G1)

Livelli di intensità dell'azione variabile:

- (psi),0 (valore raro) = 1.00

- (psi),1 (valore frequente) = 1.00

- (psi),2 (valore quasi-permanente) = 1.00

Moltiplicatori per Generazione Masse = 110001

NODI: Carichi Concentrati

N.nodo	Forze (kN)			Momenti (kNm)		
	PX	PY	PZ	MX	MY	MZ
4			-1.92			
4			-1.78			
8			-1.92			
8			-1.78			
9			-1.78			
9			-2.02			
14			-1.78			
14			-2.02			
15			-2.02			
15			-1.78			
20			-2.02			
20			-1.78			
21			-2.02			
21			-1.78			
26			-2.02			
26			-1.78			
27			-2.02			
27			-1.78			
32			-1.78			
32			-2.02			
33			-1.78			
33			-2.02			
36			-1.78			
38			-2.02			
39			-1.78			
39			-2.02			
44			-1.78			
44			-2.02			
45			-1.78			
45			-2.02			
50			-1.78			
50			-2.02			
51			-2.02			
51			-1.78			
56			-1.78			
56			-2.02			
57			-1.78			
57			-2.00			
61			-1.78			
61			-2.00			
66			-2.00			
66			-1.78			
70			-1.78			
70			-2.00			
71			-1.78			
71			-2.02			
76			-2.02			
76			-1.78			
77			-1.78			
77			-2.02			
82			-2.02			
82			-1.78			
83			-1.78			
83			-2.02			
88			-2.02			
88			-1.78			
89			-2.02			
89			-1.78			
94			-2.02			
94			-1.78			
95			-1.78			

ASTE: Carichi Distribuiti Uniformi

N. asta	Carichi (kN/m)		qZ
	qX	qY	
1		-6.84	
2		-2.14	
3		-2.14	
4		-1.80	
6		-2.14	
7		-2.24	
8		-1.80	
11		-2.24	
12		-2.24	
13		-1.80	
16		-2.24	
17		-2.24	
18		-1.80	
21		-2.24	
22		-2.24	
23		-1.80	
26		-2.24	

107	-1.34
112	-1.34
113	-1.35
118	-1.35
119	-1.28
123	-1.28
127	-3.23
127	-2.39
130	-3.23
130	-2.39
131	-0.95
131	-1.29
134	-0.95
134	-1.29
139	-0.52
143	-0.52

149	-0.37
154	-0.37
155	-0.37
160	-0.37
161	-0.37
166	-0.37
167	-0.37
172	-0.37
173	-0.40
177	-0.40
192	-1.07
196	-1.07
197	-1.07
201	-1.07

ASTE: Carichi Distribuiti Uniformi

N.asta	Carichi (kN/m)						
	qX	qY	qZ				
2			-1.42	100	-1.50	200	-3.23
3			-1.42	104	-1.50	202	-3.23
6			-1.42	108	-1.50	203	-3.23
7			-1.50	109	-1.50	205	-3.23
11			-1.50	113	-1.50	206	-3.23
12			-1.50	114	-1.42	208	-2.39
16			-1.50	117	-1.42	209	-2.39
17			-1.50	118	-1.42	212	-2.39
21			-1.50	139	-3.23	213	-2.39
22			-1.50	139	-2.39	216	-2.39
26			-1.50	140	-3.23	217	-2.39
27			-1.50	140	-2.39	222	-2.39
31			-1.50	142	-3.23	223	-2.39
32			-1.50	142	-2.39	225	-2.39
36			-1.50	143	-2.39	226	-2.39
37			-1.50	143	-3.23	227	-3.23
41			-1.50	145	-2.39	227	-3.80
42			-1.50	145	-3.23	228	-3.80
46			-1.48	146	-3.23	228	-3.80
49			-1.48	146	-2.39	229	-3.80
50			-1.48	151	-1.15	229	-3.80
71			-1.48	154	-1.15	230	-3.80
72			-1.48	155	-1.15	230	-3.80
75			-1.48	160	-1.15	231	-3.80
76			-1.50	161	-1.15	231	-3.23
80			-1.50	165	-1.15	350	-1.15
81			-1.50	166	-1.15	351	-1.42
85			-1.50	170	-1.15	352	-1.42
86			-1.50	171	-1.15	353	-1.15
90			-1.50	175	-1.15	354	-1.50
91			-1.50	176	-1.15	355	-1.50
95			-1.50	180	-1.15	356	-1.50
99			-1.50	181	-1.15	357	-1.50
				184	-1.15	358	-1.50
				196	-3.23	359	-1.48
				197	-3.23		
				199	-3.23		

Condizione di Carico Elementare n°3

PARAMETRI GENERALI

Neve
 Tipo di Azione [S2.5] = 16. Var.(Qk): Neve (a quota <=1000 m. slm)
 Livelli di intensità dell'azione variabile:
 - (psi),0 (valore raro) = 0.50
 - (psi),1 (valore frequente) = 0.20
 - (psi),2 (valore quasi-permanente) = 0.00
 Moltiplicatori per Generazione Masse = 110001

NODI: Carichi Concentrati

N.nodo	Forze (kN)			Momenti (kNm)				
	PX	PY	PZ	MX	MY	MZ		
4			-0.51				100	-0.54
8			-0.51				101	-0.54
9			-0.54				106	-0.54
14			-0.54				107	-0.54
15			-0.54				112	-0.54
20			-0.54				113	-0.54
21			-0.54				118	-0.54
26			-0.54				119	-0.51
27			-0.54				123	-0.51
32			-0.54				127	-1.29
33			-0.54				127	-5.25
38			-0.54				130	-1.29
39			-0.54				130	-5.25
44			-0.54				131	-2.10
45			-0.54				131	-0.52
50			-0.54				134	-2.10
51			-0.54				134	-0.52
56			-0.54				139	-1.14
57			-0.53				143	-1.14
61			-0.53				149	-0.82
66			-0.53				154	-0.82
70			-0.53				155	-0.82
71			-0.54				160	-0.82
76			-0.54				161	-0.82
77			-0.54				166	-0.82
82			-0.54				167	-0.82
83			-0.54				172	-0.82
88			-0.54				173	-0.88
89			-0.54				177	-0.88
94			-0.54				192	-2.36
95			-0.54				196	-2.36
							197	-2.36
							201	-2.36

ASTE: Carichi Distribuiti Uniformi

N.asta	Carichi (kN/m)						
	qX	qY	qZ				
2			-0.57	17	-0.60	46	-0.59
3			-0.57	21	-0.60	49	-0.59
6			-0.57	22	-0.60	50	-0.59
7			-0.60	26	-0.60	71	-0.59
11			-0.60	27	-0.60	72	-0.59
12			-0.60	31	-0.60	75	-0.59
16			-0.60	32	-0.60	76	-0.60
				36	-0.60	80	-0.60
				37	-0.60	81	-0.60
				41	-0.60	85	-0.60
				42	-0.60	86	-0.60

90		-0.60	155		-2.53	222		-5.25
91		-0.60	160		-2.53	223		-5.25
95		-0.60	161		-2.53	225		-5.25
99		-0.60	165		-2.53	226		-5.25
100		-0.60	166		-2.53	227		-1.29
104		-0.60	170		-2.53	227		-1.52
108		-0.60	171		-2.53	228		-1.52
109		-0.60	175		-2.53	228		-1.52
113		-0.60	176		-2.53	229		-1.52
114		-0.57	180		-2.53	229		-1.52
117		-0.57	181		-2.53	230		-1.52
118		-0.57	184		-2.53	230		-1.52
139		-1.29	196		-1.29	231		-1.52
139		-5.25	197		-1.29	231		-1.29
140		-1.29	199		-1.29	350		-2.53
140		-5.25	200		-1.29	351		-0.57
142		-1.29	202		-1.29	352		-0.57
142		-5.25	203		-1.29	353		-2.53
143		-5.25	205		-1.29	354		-0.60
143		-1.29	206		-1.29	355		-0.60
145		-5.25	208		-5.25	356		-0.60
145		-1.29	209		-5.25	357		-0.60
146		-1.29	212		-5.25	358		-0.60
146		-5.25	213		-5.25	359		-0.59
151		-2.53	216		-5.25			
154		-2.53	217		-5.25			

Condizione di Carico Elementare n°4

PARAMETRI GENERALI

Vento +X

Tipo di Azione [S2.5] = 12. Var.(Qk): Vento +X

Livelli di intensità dell'azione variabile:

- (psi),0 (valore raro) = 0.60

- (psi),1 (valore frequente) = 0.20

- (psi),2 (valore quasi-permanente) = 0.00

Moltiplicatori per Generazione Masse = 110001

ASTE: Carichi Distribuiti Uniformi

N.asta	Carichi (kN/m)		
	qX	qY	qZ
138	2.27		
141	1.73		
144	0.28		
195	1.04		
198	1.00		
201	1.00		
204	1.04		

Condizione di Carico Elementare n°5

PARAMETRI GENERALI

Vento +Y

Tipo di Azione [S2.5] = 13. Var.(Qk): Vento +Y

Livelli di intensità dell'azione variabile:

- (psi),0 (valore raro) = 0.60

- (psi),1 (valore frequente) = 0.20

- (psi),2 (valore quasi-permanente) = 0.00

Moltiplicatori per Generazione Masse = 110001

ASTE: Carichi Distribuiti Uniformi

N.asta	Carichi (kN/m)		
	qX	qY	qZ
1		1.40	
4		1.15	
8		1.15	
13		1.15	
18		1.15	
23		1.15	
28		1.15	
33		1.15	
38		1.15	
43		1.15	
47		1.40	
70		0.70	
73		0.58	
77		0.58	
82		0.58	
87		0.58	
92		0.58	
96		0.57	
101		0.58	
105		0.57	
110		0.58	
115		0.70	
149		0.86	
152		2.19	
158		0.16	
162		0.28	
167		0.28	
172		0.28	
177		0.29	
182		0.21	

Condizione di Carico Elementare n°6

PARAMETRI GENERALI

Vento -X

Tipo di Azione [S2.5] = 14. Var.(Qk): Vento -X

Livelli di intensità dell'azione variabile:

- (psi),0 (valore raro) = 0.60

- (psi),1 (valore frequente) = 0.20

- (psi),2 (valore quasi-permanente) = 0.00

Moltiplicatori per Generazione Masse = 110001

ASTE: Carichi Distribuiti Uniformi

N.asta	Carichi (kN/m)		
	qX	qY	qZ
138	-1.13		
141	-0.87		
144	-0.14		
195	-2.08		
198	-2.00		
201	-2.00		
204	-2.08		

Condizione di Carico Elementare n°7

PARAMETRI GENERALI

Vento -Y

Tipo di Azione [S2.5] = 15. Var.(Qk): Vento -Y

Livelli di intensità dell'azione variabile:

- (psi),0 (valore raro) = 0.60

- (psi),1 (valore frequente) = 0.20

- (psi),2 (valore quasi-permanente) = 0.00

Moltiplicatori per Generazione Masse = 110001

ASTE: Carichi Distribuiti Uniformi

N.asta	Carichi (kN/m)		
	qX	qY	qZ
1		-0.70	
4		-0.58	
8		-0.58	
13		-0.58	
18		-0.58	
23		-0.58	
28		-0.58	
33		-0.58	
38		-0.58	
43		-0.57	
47		-0.70	
70		-1.40	
73		-1.15	
77		-1.15	
82		-1.15	
87		-1.15	
92		-1.15	
96		-1.15	
101		-1.15	
105		-1.15	
110		-1.15	
115		-1.40	
149		-0.43	
152		-1.10	
158		-0.33	
162		-0.57	
167		-0.57	
172		-0.57	
177		-0.59	
182		-0.43	

9. CARICHI: COMBINAZIONI DI CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI

Segue: elenco delle CCC (Combinazioni di Condizioni di Carico), utilizzate in Analisi Statica Lineare (non Sismica), in accordo con S2.5 D.M.14.1.2008.

Per quanto riguarda l'Analisi Sismica, PCM considera automaticamente l'unica combinazione di carichi prevista (§3.2.4): si intende che l'analisi sismica viene quindi svolta tenendo conto degli eventuali effetti torsionali aggiuntivi (§7.2.6) e combinando i risultati corrispondenti alle diverse direzioni di analisi (§7.3.5), secondo le opzioni scelte nei Parametri di Calcolo.

Elenco delle CCC. Per ogni CCC vengono indicati:

- la numerazione progressiva;
- per CCC non generiche:
 - lo Stato Limite di riferimento (SLU o SLE);
 - il codice identificativo della CCC in ambiente software PCM;
 - la Tipologia (Fondamentale, Frequente, QuasiPermanente) / l'Azione Dominante / l'eventuale altra azione che caratterizza la CCC;
 - per CCC SLU (di tipo Fondamentale): i coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE (coefficienti parziali di sicurezza, Tab. 2.6.I in §2.6.1);
 - i coefficienti (psi) (coefficienti di combinazione, Tab. 2.5.I in §2.5.3):
 - per la tipologia Fondamentale: (psi) = (psi),0;
 - per la tipologia Frequente: (psi) = (psi),1 per l'Azione Dominante, e: (psi) = (psi),2 per le altre azioni variabili che possono agire contemporaneamente all'azione dominante;
 - per la tipologia QuasiPermanente: (psi) = (psi),2;
 - per CCC SLU (di tipo Fondamentale): i moltiplicatori di calcolo per le CCE, pari a: (gamma) per l'Azione Dominante, (gamma)*(psi),0 per le altre azioni variabili che possono agire contemporaneamente all'azione dominante;
- per eventuali CCC generiche:
 - i coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE.

Combinazione di Condizioni di Carico n°1

SLU: Combinazione 37 (Fondamentale/Neve/Vento +X)
CCC fondamentale (SLU)

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 1.50, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 0.00
(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) -, 4) 0.60, 5) 0.60, 6) 0.60, 7) 0.60
Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 0.90, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 0.00

Combinazione di Condizioni di Carico n°2

SLU: Combinazione 38 (Fondamentale/Neve/Vento +Y)
CCC fondamentale (SLU)

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 1.50, 6) 0.00, 7) 0.00
(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) -, 4) 0.60, 5) 0.60, 6) 0.60, 7) 0.60
Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 0.90, 6) 0.00, 7) 0.00

Combinazione di Condizioni di Carico n°3

SLU: Combinazione 39 (Fondamentale/Neve/Vento -X)
CCC fondamentale (SLU)

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 1.50, 7) 0.00
(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) -, 4) 0.60, 5) 0.60, 6) 0.60, 7) 0.60
Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 0.90, 7) 0.00

Combinazione di Condizioni di Carico n°4

SLU: Combinazione 40 (Fondamentale/Neve/Vento -Y)
CCC fondamentale (SLU)

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 1.50
(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) -, 4) 0.60, 5) 0.60, 6) 0.60, 7) 0.60
Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 0.90

Combinazione di Condizioni di Carico n°5

SLU: Combinazione 41 (Fondamentale/Vento +X)
CCC fondamentale (SLU)

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 1.50, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 0.00
(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) 0.50, 4) -, 5) 0.60, 6) 0.60, 7) 0.60
Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 0.75, 4) 1.50, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 0.00

Combinazione di Condizioni di Carico n°6

SLU: Combinazione 42 (Fondamentale/Vento +Y)
CCC fondamentale (SLU)

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 1.50, 6) 0.00, 7) 0.00
(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) 0.50, 4) 0.60, 5) -, 6) 0.60, 7) 0.60
Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 0.75, 4) 0.00, 5) 1.50, 6) 0.00, 7) 0.00

Combinazione di Condizioni di Carico n°7

SLU: Combinazione 43 (Fondamentale/Vento -X)
CCC fondamentale (SLU)

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 1.50, 7) 0.00
(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) 0.50, 4) 0.60, 5) 0.60, 6) -, 7) 0.60
Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 0.75, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 1.50, 7) 0.00

Combinazione di Condizioni di Carico n°8

SLU: Combinazione 44 (Fondamentale/Vento -Y)
CCC fondamentale (SLU)

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 1.50
(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) 0.50, 4) 0.60, 5) 0.60, 6) 0.60, 7) -
Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 0.75, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 1.50

Combinazione di Condizioni di Carico n°9

SLE: Combinazione 37 (Frequente/Neve/Vento +X)
CCC frequente (SLE)

(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.2, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0

Combinazione di Condizioni di Carico n°10

SLE: Combinazione 38 (Frequente/Neve/Vento +Y)
CCC frequente (SLE)

(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.2, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0

Combinazione di Condizioni di Carico n°11

SLE: Combinazione 39 (Frequente/Neve/Vento -X)
CCC frequente (SLE)
(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.2, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0

Combinazione di Condizioni di Carico n°12

SLE: Combinazione 40 (Frequente/Neve/Vento -Y)
CCC frequente (SLE)
(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.2, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0

Combinazione di Condizioni di Carico n°13

SLE: Combinazione 41 (Frequente/Vento +X)
CCC frequente (SLE)
(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.0, 4) 0.2, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0

Combinazione di Condizioni di Carico n°14

SLE: Combinazione 42 (Frequente/Vento +Y)
CCC frequente (SLE)
(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.0, 4) 0.0, 5) 0.2, 6) 0.0, 7) 0.0

Combinazione di Condizioni di Carico n°15

SLE: Combinazione 43 (Frequente/Vento -X)
CCC frequente (SLE)
(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.0, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.2, 7) 0.0

Combinazione di Condizioni di Carico n°16

SLE: Combinazione 44 (Frequente/Vento -Y)
CCC frequente (SLE)
(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.0, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.2

Combinazione di Condizioni di Carico n°17

SLE: Combinazione 45 (QuasiPermanente)
CCC quasi permanente (SLE)
(psi,2) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.0, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0

Combinazione di Condizioni di Carico n°18

Combinazione sismica (QuasiPermanente)
CCC quasi permanente (SLE)
(psi,2) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.0, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0

Combinazione di Condizioni di Carico n°19

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) 1.00, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 0.00

7.1.2 PUSHOVER

Azione Sismica

Struttura:

Vita Nominale VN (anni) = 50
 Classe d'uso: III
 Coefficiente d'uso CU = 1.5
 Periodo di riferimento per l'azione sismica VR=VN*CU (anni) = 75

Pericolosità:

Ubicazione del sito:

Longitudine ED50 (gradi sessadecimali) = 11.4272
 - Latitudine ED50 (gradi sessadecimali) = 44.9842
 Tipo di interpolazione: superficie rigata [SCA]

Valori dei parametri ag, Fo, TC* per i periodi di ritorno TR di riferimento

(dagli Studi di pericolosità sismica del sito di ubicazione dell'edificio [cfr.Tab.1 All.B al D.M.14.1.2008]):

TR (anni)	a,g (*g)	Fo	TC* (sec)
30	0.033	2.561	0.227
50	0.039	2.592	0.270
72	0.044	2.559	0.288
101	0.051	2.544	0.293
140	0.059	2.533	0.303
201	0.069	2.508	0.302
475	0.096	2.564	0.305
975	0.123	2.593	0.305
2475	0.167	2.568	0.326

Per periodi di ritorno TR<30 anni [cfr. DPC-Reluis, CNR-ITC]:

ag(TR) = K * TR^α, dove:

K = 0.009759802, α = 0.353950833

Stati Limite:

PVR (%) Probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR per ciascun Stato Limite (Tab.3.2.i)

SLE: SLO 81
 SLE: SLD 63
 SLU: SLV 10
 SLU: SLC 6

ag(g) Fo Tc*(sec) e altri parametri di spettro per i periodi di ritorno TR associati a ciascun Stato Limite [S3.2.3]

Stato limite	TR (anni)	a,g (*g)	Fo	TC* (sec)	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)
SLO	45	0.038	2.586	0.261	1.500	0.142	0.427	1.752
SLD	75	0.045	2.557	0.289	1.500	0.152	0.457	1.780
SLV	712	0.110	2.580	0.305	1.500	0.158	0.474	2.040
SLC	1237	0.133	2.587	0.310	1.494	0.160	0.479	2.132

Suolo:

Categoria di sottosuolo e Condizioni topografiche:

Categoria di sottosuolo: C

Categoria topografica: T1

Rapporto quota sito / altezza rilievo topografico = 0

Coefficiente di amplificazione topografica ST = 1

PGA:

Definizione di PGA: Accelerazione su roccia (analoga ad ag)

Microzonazione:

Fattore di suolo SS da microzonazione sismica: no

Componenti:

Spettro di risposta: componente orizzontale:

SLE: Smorzamento viscoso (ξ) (%) = 5

η=[10/(5+ξ)]= 1

SLU: Rapporto α₀/α₁ = 1.4

Regolarità in altezza: no

SLU: Fattore di struttura = 2.1 => η=1/q= 0.476

Spettro di risposta: componente verticale:

SS=1.000, S=1.000, TB=0.050 sec, TC=0.150 sec, TD=1.000 sec, ξ=5% (η=1.000), q=1.500 (η=1/q=0.667)

SLU DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) - DISTR.FORZE (A) - DIREZIONE: +X

Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 148240.80

Resistenza massima (taglio alla base): F_{Max,M-GDL} (kN) = 413.28

Peso sismico totale W (kN) = 3628.15

Massa sismica totale M (k*kgm) = 369.968

Rapporto forza/peso (F_{Max,M-GDL} / W) = 0.114

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F_{SLV,M-GDL} (kN) = 363.67

Punto di controllo ubicato al 1° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = 0.00

- al limite ultimo: dc_{SLV,M-GDL} = 47.69, di cui dovuto alle forze orizzontali = 47.69

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§C7.3.4.1):

- è stato scelto il calcolo con le sole masse traslazionali nella direzione di analisi;
per ogni piano, risultano i seguenti parametri (elencati nel seguito):
- completamente rigido: è tale un piano rigido (quindi con relazione master-slave) al quale non appartenga nessuna massa non riferita al nodo master. In tal caso, la massa di piano coincide con la massa concentrata nel nodo master e lo spostamento di piano è esattamente lo spostamento del nodo master;
 - masse di piano m_i traslazionali;
 - corrispondenti spostamenti modali φ_i secondo il modo principale nella direzione di analisi (X): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 7 con massa modale efficace (in direzione X) pari a: 54.7% (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidezze utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidezze considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidezze considerate corrispondono al parametro $\%K_{elast}$ dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidezza fessurata ($\%K_{elast} < 100\%$); in Analisi Pushover al tipo di comportamento scelto per i maschi murari corrispondono rigidezze iniziali elastiche, ignorando quindi le rigidezze fessurate cioè assumendo $\%K_{elast}=100\%$ per tutte le aste);
 - piano del Punto di Controllo (scelto a priori)
 - spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento del punto di controllo (nel caso di piano deformabile, la massa di piano coincide con la somma delle masse di piano e lo spostamento del baricentro è dato dalla distanza fra il baricentro delle masse spostate -secondo la forma modale- ed il baricentro delle masse nella configurazione indeformata):

Piano	Compl. rigido	Massa (k*kgm)	Spostamento (mm)	Punto di controllo	Spostamento normalizzato
1		369.97	38.46	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

$$\text{Massa } m^* = \Sigma(m_i \cdot \varphi_i) \text{ (k*kgm)} = 369.97$$

$$\text{Coefficiente di partecipazione } \Gamma = \Sigma(m_i \cdot \varphi_i) / \Sigma(m_i \cdot \varphi_i^2) = 1.000$$

$$\text{Resistenza massima (taglio alla base): } F_{Max,1-GDL} = (F_{Max,M-GDL} / \Gamma) \text{ (kN)} = 413.28$$

$$\text{Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): } F_{SLV,1-GDL} = (F_{SLV,M-GDL} / \Gamma) \text{ (kN)} = 363.67$$

$$\text{Spostamento a SLV (Stato limite ultimo): } d_{SLV,1-GDL} = (d_{SLV,M-GDL} / \Gamma) \text{ (mm)} = 47.69$$

Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

$$70\% \text{ della Resistenza massima del sistema 1-GDL} = 70\% F_{Max,1-GDL} \text{ (kN)} = 289.30$$

$$\text{Rigidezza elastica: } K^* \text{ (kN/m)} = 88165.46 \text{ (=} 59.474\% \text{ della rigidezza elastica del sistema M-GDL)}$$

$$\text{Periodo elastico: } T^* = 2(m^*/K^*) \text{ (sec)} = 0.407$$

$$\text{Punto di snervamento: spostamento } dy^* \text{ (mm)} = 3.24$$

$$\text{forza } Fy^* \text{ (kN)} = 285.65$$

Stato Limite SLV e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

$$\text{PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento } V,R = 10 \%$$

Da PVR e V,R , per SLV risulta definito il valore di T,R (§ All. a)

$$\text{attraverso la relazione: } T,R = -V,R / [1 - \ln(1 - \text{PVR})]$$

Valori dei parametri ag , F_0 , TC^* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLV

e: SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv [§3.2.3], dove:

ag = accelerazione orizzontale massima al sito,

F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,

TC^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,

SS = coefficiente di sottosuolo;

CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;

S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;

TB, TC, TD = periodi di spettro;

Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR (anni)	a,g (*g)	F ₀	TC* (sec)	SS	CC	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	Fv
SLU - SLV	712	0.110	2.580	0.305	1.500	1.554	1.500	0.158	0.474	2.040	1.155

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

$$\text{- in accelerazione: } S,e(T^*) = 0.426 \text{ g}$$

$$\text{- in spostamento: } d^*,e,max = S,De(T^*) \text{ (mm)} = 17.52$$

$$\text{- forza di risposta elastica} = S,e(T^*) m^* \text{ (kN)} = 1544.50$$

(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

$$\text{- forza di snervamento } Fy^* \text{ (kN)} = 285.65$$

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

$$\text{Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: } q^* = 5.407$$

Controllo su q^* secondo §7.8.1.6

$q^* > 3.0$: la verifica di sicurezza deve ritenersi NON soddisfatta

indipendentemente dal confronto tra capacità e domanda.

Nota su q^*

q^* è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);

2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione ag in input:

il valore di q^* sopra riportato corrisponde quindi ad ag in input.

Se $q^* > 3.0$, la verifica di sicurezza non è soddisfatta, indipendentemente

dal rapporto tra capacità e domanda. Il valore di ag sostenibile

(e quindi dell'indicatore di rischio = ag sostenibile / ag in input),

verrà calcolato considerando un valore di ag , cioè una domanda,

tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

- a) $q^* \leq 3.0$
 b) capacità \geq domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*,max (mm) = 19.87

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = 19.87

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento (mm) = 19.87

Capacità di spostamento a SLV (mm) = 47.69

Rapporto Capacità/Domanda = 2.4: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.063 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLV = 160 anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 37.423 %

(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV minori,

e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

Riepilogo per SLV

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Domanda	712	0.110	10.0
Capacità	160	0.063	37.4

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha,V = PGA,CLV / PGA,DLV (=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.063/0.110 = 0.573$

- in termini di TR: $\alpha,V = TR,CLV / TR,DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 160/712 = 0.225$

Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

a) capacità \geq domanda (in termini di spostamento);

b) $q^* \leq 3.0$ (§7.8.1.6).

L'analisi statica non lineare fornisce il valore dell'Indicatore di Rischio Sismico per la Resistenza nel piano (verifiche di sicurezza a pressoflessione complanare e a taglio) e la Deformazione nel piano (controllo delle deformazioni limite); le verifiche ed i controlli sugli spostamenti vengono eseguite nel corso dell'analisi, e la capacità calcolata ha valore complessivo (le pareti resistenti nel loro insieme).

Relativamente agli altri meccanismi resistenti:

- Resistenza fuori piano (verifiche a pressoflessione ortogonale):

se le verifiche corrispondenti sono svolte durante il procedimento non lineare, si può ritenere che la capacità calcolata dall'analisi pushover comprenda anche il comportamento fuori piano, altrimenti si farà riferimento ai risultati di un'analisi sismica lineare (statica o dinamica) svolta con il fattore di struttura 'q' calcolato in pushover;

- Capacità limite del terreno (verifiche in fondazione, geotecniche e di resistenza):

in generale si farà riferimento ad un'analisi lineare con fattore 'q' calcolato in pushover;

- Cinematismi (edifici esistenti: ribaltamenti, collassi fuori piano): vengono studiati nell'ambito dei meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. §C8A.4).

Calcolo del Fattore di Struttura 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 66.02

90% del Taglio massimo (kN) = 371.95

Rapporto $\alpha,u/\alpha,1$ calcolato = 5.634

Rapporto $\alpha,u/\alpha,1$ effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza: $q = 3.750$

SLE DI DANNO (SLD) - DISTR.FORZE (A) - DIREZIONE: +X

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito.

I risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):

Resistenza a SLD: $F,SLD,M-GDL$ (kN) = 223.44

Punto di controllo ubicato al 1° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = 0.00

- al limite di danno: $dc,SLD,M-GDL = 7.58$, di cui dovuto alle forze orizzontali = 7.58

Stato Limite SLD e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V,R = 63$ %

Da PVR e V,R , per SLD risulta definito il valore di T,R (§ All. a)

attraverso la relazione: $T,R = -V,R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri ag, Fo, TC^* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLD

e: SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv [§3.2.3], dove:
 ag = accelerazione orizzontale massima al sito,
 Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,
 TC* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,
 SS = coefficiente di sottosuolo;
 CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;
 S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;
 TB, TC, TD = periodi di spettro;
 Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR	a,g	Fo	TC*	SS	CC	S	TB	TC	TD	Fv
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLE - SLD	75	0.045	2.557	0.289	1.500	1.582	1.500	0.152	0.457	1.780	0.732

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.173 \text{ g}$
- in spostamento: $d^*,e,max = S_{De}(T^*) \text{ (mm)} = 7.10$
- forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^* \text{ (kN)} = 626.21$
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento $Fy^* \text{ (kN)} = 285.65$
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 2.192$

Controllo su q^* secondo §7.8.1.6:

risultato: $q^* \leq 3$: la verifica di sicurezza (confronto tra capacità e domanda) può essere eseguita.

Risposta in spostamento del sistema anelastico: $d^*,max \text{ (mm)} = 7.74$

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max \text{ (mm)} = 7.74$

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento (mm) = 7.74

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 7.58

Rapporto Capacità/Domanda = 0.98: Capacità < Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.045 g
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLD = 74.92686
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLD = 63.248 %
 (rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,
 e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

Riepilogo per SLD

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Domanda	75	0.045	63.0
Capacità	75	0.045	63.2

Indicatore di Rischio Sismico:

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha_D = PGA_{CLD} / PGA_{DLD} (=PGA \text{ in input per SLD}) = 0.045/0.045 = 1.000$
- in termini di TR: $\alpha_D = TR_{CLD} / TR_{DLD} (=TR \text{ in input per SLD}) = 75/75 = 0.999$

SLU DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) - DISTR.FORZE (A) - DIREZIONE: -X

Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 148242.10
 Resistenza massima (taglio alla base): $F_{Max,M-GDL} \text{ (kN)} = -619.53$
 Peso sismico totale W (kN) = 3628.15
 Massa sismica totale M (k*kgm) = 369.968
 Rapporto forza/peso ($F_{Max,M-GDL} / W$) = 0.171
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): $F_{SLV,M-GDL} \text{ (kN)} = -523.44$

Punto di controllo ubicato al 1° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = 0.00
- al limite ultimo: $dc_{SLV,M-GDL} = -51.30$, di cui dovuto alle forze orizzontali = -51.30

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con le sole masse traslazionali nella direzione di analisi;
 per ogni piano, risultano i seguenti parametri (elencati nel seguito):
 - completamente rigido: è tale un piano rigido (quindi con relazione master-slave)
 al quale non appartenga nessuna massa non riferita al nodo master. In tal caso,
 la massa di piano coincide con la massa concentrata nel nodo master
 e lo spostamento di piano è esattamente lo spostamento del nodo master;
 - masse di piano m_i traslazionali;
 - corrispondenti spostamenti modali ϕ_i secondo il modo principale
 nella direzione di analisi (X): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 7

con massa modale efficace (in direzione X) pari a: 54.7%
 (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidezze utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidezze considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidezze considerate corrispondono al parametro %K,elast dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidezza fessurata (%K,elast < 100%); in Analisi Pushover al tipo di comportamento scelto per i maschi murari corrispondono rigidezze iniziali elastiche, ignorando quindi le rigidezze fessurate cioè assumendo %K,elast=100% per tutte le aste);

- piano del Punto di Controllo (scelto a priori)
- spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento del punto di controllo
 (nel caso di piano deformabile, la massa di piano coincide con la somma delle masse di piano e lo spostamento del baricentro è dato dalla distanza fra il baricentro delle masse spostate -secondo la forma modale- ed il baricentro delle masse nella configurazione indeformata):

Piano	Compl. rigido	Massa (k*kgm)	Spostamento (mm)	Punto di controllo	Spostamento normalizzato
1		369.97	38.46	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa $m^* = \sum(m, i^* \phi, i)$ (k*kgm) = 369.97

Coefficiente di partecipazione $\Gamma = \sum(m, i^* \phi, i) / \sum(m, i^* \phi, i^2) = 1.000$

Resistenza massima (taglio alla base): $F_{Max,1-GDL} = (F_{Max,M-GDL} / \Gamma)$ (kN) = -619.53

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): $F_{SLV,1-GDL} = (F_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$ (kN) = -523.44

Spostamento a SLV (Stato limite ultimo): $d_{SLV,1-GDL} = (d_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$ (mm) = -51.30

Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% $F_{Max,1-GDL}$ (kN) = -433.67

Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 95389.89 (=64.347% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.391

Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = -3.51

forza Fy^* (kN) = -335.27

Stato Limite SLV e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V,R = 10 \%$

Da PVR e V,R , per SLV risulta definito il valore di T,R (§ All. a)

attraverso la relazione: $T,R = -V,R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri ag, Fo, TC^* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLV

e: $SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv$ [§3.2.3], dove:

ag = accelerazione orizzontale massima al sito,

Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,

TC^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,

SS = coefficiente di sottosuolo;

CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;

S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;

TB, TC, TD = periodi di spettro;

Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR (anni)	a,g (*g)	Fo	TC* (sec)	SS	CC	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	Fv
SLU - SLV	712	0.110	2.580	0.305	1.500	1.554	1.500	0.158	0.474	2.040	1.155

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S,e(T^*) = 0.426 g$

- in spostamento: $d^*,e,max = S,De(T^*)$ (mm) = -16.19

- forza di risposta elastica = $S,e(T^*) m^*$ (kN) = 1544.50

(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

- forza di snervamento Fy^* (kN) = -335.27

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 4.607$

Controllo su q^* secondo §7.8.1.6

$q^* > 3.0$: la verifica di sicurezza deve ritenersi NON soddisfatta

indipendentemente dal confronto tra capacità e domanda.

Nota su q^*

q^* è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);

2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione ag in input:

il valore di q^* sopra riportato corrisponde quindi ad ag in input.

Se $q^* > 3.0$, la verifica di sicurezza non è soddisfatta, indipendentemente

dal rapporto tra capacità e domanda. Il valore di ag sostenibile

(e quindi dell'indicatore di rischio = ag sostenibile / ag in input),

verrà calcolato considerando un valore di ag , cioè una domanda,

tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

a) $q^* \leq 3.0$

b) capacità \geq domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*,max (mm) = -18.87

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = -18.87

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento (mm) = -18.87

Capacità di spostamento a SLV (mm) = -51.30

Rapporto Capacità/Domanda = 2.719: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.073 g
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLV = 237 anni.
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 27.139 %
 (rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV minori,
 e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

Riepilogo per SLV

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Domanda	712	0.110	10.0
Capacità	237	0.073	27.1

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} (= \text{PGA in input per SLV}) = 0.073/0.110 = 0.664$
- in termini di TR: $\alpha, V = \text{TR,CLV} / \text{TR,DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 237/712 = 0.333$

Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

- capacità \geq domanda (in termini di spostamento);
- $q^* \leq 3.0$ (§7.8.1.6).

L'analisi statica non lineare fornisce il valore dell'Indicatore di Rischio Sismico per la Resistenza nel piano (verifiche di sicurezza a pressoflessione complanare e a taglio) e la Deformazione nel piano (controllo delle deformazioni limite); le verifiche ed i controlli sugli spostamenti vengono eseguite nel corso dell'analisi, e la capacità calcolata ha valore complessivo (le pareti resistenti nel loro insieme). Relativamente agli altri meccanismi resistenti:

- Resistenza fuori piano (verifiche a pressoflessione ortogonale):
 se le verifiche corrispondenti sono svolte durante il procedimento non lineare, si può ritenere che la capacità calcolata dall'analisi pushover comprenda anche il comportamento fuori piano, altrimenti si farà riferimento ai risultati di un'analisi sismica lineare (statica o dinamica) svolta con il fattore di struttura 'q' calcolato in pushover;
- Capacità limite del terreno (verifiche in fondazione, geotecniche e di resistenza):
 in generale si farà riferimento ad un'analisi lineare con fattore 'q' calcolato in pushover;
- Cinematismi (edifici esistenti: ribaltamenti, collassi fuori piano): vengono studiati nell'ambito dei meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. §C8A.4).

Calcolo del Fattore di Struttura 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = -69.53
 90% del Taglio massimo (kN) = -557.58
 Rapporto $\alpha, u/\alpha, l$ calcolato = 8.019
 Rapporto $\alpha, u/\alpha, l$ effettivo = 2.500
 Edificio non regolare in altezza: $q = 3.750$

SLE DI DANNO (SLD) - DISTR.FORZE (A) - DIREZIONE: -X

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito.

I risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):

Resistenza a SLD: $F, \text{SLD, M-GDL}$ (kN) = -619.53

Punto di controllo ubicato al 1° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = 0.00
- al limite di danno: $dc, \text{SLD, M-GDL} = -7.94$, di cui dovuto alle forze orizzontali = -7.94

Stato Limite SLD e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V, R = 63 \%$
 Da PVR e V, R , per SLD risulta definito il valore di T, R (§ All. a)
 attraverso la relazione: $T, R = -V, R / [1 - \ln(1 - \text{PVR})]$

Valori dei parametri ag, Fo, TC^* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLD

e: SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv [§3.2.3], dove:

- ag = accelerazione orizzontale massima al sito,
- Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,
- TC^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,
- SS = coefficiente di sottosuolo;
- CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;
- S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;
- TB, TC, TD = periodi di spettro;
- Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR	a, g	Fo	TC*	SS	CC	S	TB	TC	TD	Fv
--------------	----	------	----	-----	----	----	---	----	----	----	----

	(anni)	(*g)	(sec)								
SLE - SLD	75	0.045	2.557	0.289	1.500	1.582	1.500	0.152	0.457	1.780	0.732

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.173 \text{ g}$
- in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*) \text{ (mm)} = -6.56$
- forza di risposta elastica = $S_e(T^*) \text{ m}^* \text{ (kN)} = 626.21$
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento $F_y^* \text{ (kN)} = -335.27$
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.868$

Controllo su q^* secondo §7.8.1.6:

risulta: $q^* \leq 3$: la verifica di sicurezza (confronto tra capacità e domanda) può essere eseguita.

Risposta in spostamento del sistema anelastico: $d^*,max \text{ (mm)} = -7.21$

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max \text{ (mm)} = -7.21$

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento (mm) = -7.21

Capacità di spostamento a SLD (mm) = -7.94

Rapporto Capacità/Domanda = 1.101: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.051 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR,CLD = 98.80371$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 75$ anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR,CLD = 53.19 \%$

(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,

e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

Riepilogo per SLD

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Domanda	75	0.045	63.0
Capacità	99	0.051	53.2

Indicatore di Rischio Sismico:

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha_D = PGA,CLD / PGA,DLD (=PGA \text{ in input per SLD}) = 0.051/0.045 = 1.133$

- in termini di TR: $\alpha_D = TR,CLD / TR,DLD (=TR \text{ in input per SLD}) = 99/75 = 1.317$

SLU DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) - DISTR.FORZE (A) - DIREZIONE: +Y**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 5451.90

Resistenza massima (taglio alla base): $F_{Max,M-GDL} \text{ (kN)} = 151.95$

Peso sismico totale $W \text{ (kN)} = 3628.15$

Massa sismica totale $M \text{ (k*kgm)} = 369.968$

Rapporto forza/peso ($F_{Max,M-GDL} / W$) = 0.042

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): $F_{SLV,M-GDL} \text{ (kN)} = 151.95$

Punto di controllo ubicato al 1° piano. Spostamento orizzontale: $dc \text{ (mm)}$:

- iniziale = 0.00

- al limite ultimo: $dc,SLV,M-GDL = 36.44$, di cui dovuto alle forze orizzontali = 36.44

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con le sole masse traslazionali nella direzione di analisi;

per ogni piano, risultano i seguenti parametri (elencati nel seguito):

- completamente rigido: è tale un piano rigido (quindi con relazione master-slave) al quale non appartenga nessuna massa non riferita al nodo master. In tal caso, la massa di piano coincide con la massa concentrata nel nodo master e lo spostamento di piano è esattamente lo spostamento del nodo master;
- masse di piano m_i traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali $\phi_{i,j}$ secondo il modo principale nella direzione di analisi (Y): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 1 con massa modale efficace (in direzione Y) pari a: 46.8% (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidezze utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidezze considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidezze considerate corrispondono al parametro $\%K_{elast}$ dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidezza fessurata ($\%K_{elast} < 100\%$); in Analisi Pushover al tipo di comportamento scelto per i maschi murari corrispondono rigidezze iniziali elastiche, ignorando quindi le rigidezze fessurate cioè assumendo $\%K_{elast}=100\%$ per tutte le aste);
- piano del Punto di Controllo (scelto a priori)
- spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento del punto di controllo (nel caso di piano deformabile, la massa di piano coincide con la somma delle masse di piano e lo spostamento del baricentro è dato dalla distanza fra il baricentro delle masse spostate

-secondo la forma modale- ed il baricentro delle masse nella configurazione indeformata):

Piano	Compl. rigido	Massa (k*kgm)	Spostamento (mm)	Punto di controllo	Spostamento normalizzato
1		369.97	35.59	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa $m^* = \Sigma(m, i^* \varphi, i)$ (k*kgm) = 369.97

Coefficiente di partecipazione $\Gamma = \Sigma(m, i^* \varphi, i) / \Sigma(m, i^* \varphi, i^2) = 1.000$

Resistenza massima (taglio alla base): $F, Max, 1-GDL = (F, Max, M-GDL / \Gamma)$ (kN) = 151.95

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): $F, SLV, 1-GDL = (F, SLV, M-GDL / \Gamma)$ (kN) = 151.95

Spostamento a SLV (Stato limite ultimo): $d, SLV, 1-GDL = (d, SLV, M-GDL / \Gamma)$ (mm) = 36.44

Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% $F, Max, 1-GDL$ (kN) = 106.37

Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 4690.74 (=86.039% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 1.765

Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = 31.47
forza Fy^* (kN) = 147.60

Stato Limite SLV e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V, R = 10 \%$

Da PVR e V, R , per SLV risulta definito il valore di T, R (§ All. a)

attraverso la relazione: $T, R = - V, R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri ag, Fo, TC^* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLV

e: SS, CC, S, TB, TC, TD , dove:

ag = accelerazione orizzontale massima al sito,

Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,

TC^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,

SS = coefficiente di sottosuolo;

CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;

S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;

TB, TC, TD = periodi di spettro;

Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR (anni)	a, g (*g)	Fo	TC* (sec)	SS	CC	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	Fv
SLU - SLV	712	0.110	2.580	0.305	1.500	1.554	1.500	0.158	0.474	2.040	1.155

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S, e(T^*) = 0.114 g$

- in spostamento: $d^*, e, max = S, De(T^*)$ (mm) = 88.45

- forza di risposta elastica = $S, e(T^*) m^*$ (kN) = 414.88

(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

- forza di snervamento Fy^* (kN) = 147.60

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 2.811$

Controllo su q^* secondo §7.8.1.6

$q^* \leq 3.0$: la verifica di sicurezza (confronto tra capacità e domanda) può essere eseguita.

Nota su q^*

q^* è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);

2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione ag in input:

il valore di q^* sopra riportato corrisponde quindi ad ag in input.

Se $q^* > 3.0$, la verifica di sicurezza non è soddisfatta, indipendentemente

dal rapporto tra capacità e domanda. Il valore di ag sostenibile

(e quindi dell'indicatore di rischio = ag sostenibile / ag in input),

verrà calcolato considerando un valore di ag , cioè una domanda,

tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

a) $q^* \leq 3.0$

b) capacità \geq domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*, max (mm) = 88.45

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*, max$ (mm) = 88.45

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento (mm) = 88.45

Capacità di spostamento a SLV (mm) = 36.44

Rapporto Capacità/Domanda = 0.412: Capacità < Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA, CLV) = 0.047 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR, CLV = 86$ anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 75$ anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 58.247 \%$

(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA, CLV e TR, CLV minori,

e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

Riepilogo per SLV

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Domanda	712	0.110	10.0
Capacità	86	0.047	58.2

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} (= \text{PGA in input per SLV}) = 0.047/0.110 = 0.427$
- in termini di TR: $\alpha, V = \text{TR,CLV} / \text{TR,DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 86/712 = 0.121$

Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

- capacità \geq domanda (in termini di spostamento);
- $q^* \leq 3.0$ (§7.8.1.6).

L'analisi statica non lineare fornisce il valore dell'Indicatore di Rischio Sismico

per la Resistenza nel piano (verifiche di sicurezza a pressoflessione complanare e a taglio)

e la Deformazione nel piano (controllo delle deformazioni limite);

le verifiche ed i controlli sugli spostamenti vengono eseguite nel corso dell'analisi,

e la capacità calcolata ha valore complessivo (le pareti resistenti nel loro insieme).

Relativamente agli altri meccanismi resistenti:

- Resistenza fuori piano (verifiche a pressoflessione ortogonale):

se le verifiche corrispondenti sono svolte durante il procedimento non lineare, si può ritenere

che la capacità calcolata dall'analisi pushover comprenda anche il comportamento fuori piano,

altrimenti si farà riferimento ai risultati di un'analisi sismica lineare (statica o dinamica)

svolta con il fattore di struttura 'q' calcolato in pushover;

- Capacità limite del terreno (verifiche in fondazione, geotecniche e di resistenza):

in generale si farà riferimento ad un'analisi lineare con fattore 'q' calcolato in pushover;

- Cinematismi (edifici esistenti: ribaltamenti, collassi fuori piano): vengono studiati

nell'ambito dei meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. §C8A.4).

Calcolo del Fattore di Struttura 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 136.76

90% del Taglio massimo (kN) = 136.76

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1 = 1.000$

Edificio non regolare in altezza: $q = 1.500$

SLE DI DANNO (SLD) - DISTR.FORZE (A) - DIREZIONE: +Y

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito.

i risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):

Resistenza a SLD: $F, \text{SLD, M-GDL}$ (kN) = 26.95

Punto di controllo ubicato al 1° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = 0.00

- al limite di danno: $dc, \text{SLD, M-GDL} = 4.94$, di cui dovuto alle forze orizzontali = 4.94

Stato Limite SLD e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V, R = 63\%$

Da PVR e V, R , per SLD risulta definito il valore di T, R (§ All. a)

attraverso la relazione: $T, R = -V, R / [1 - \ln(1 - \text{PVR})]$

Valori dei parametri ag, Fo, TC^* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLD

e: $SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv$ [§3.2.3], dove:

ag = accelerazione orizzontale massima al sito,

Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,

TC^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,

SS = coefficiente di sottosuolo;

CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;

S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;

TB, TC, TD = periodi di spettro;

Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR	a, g	Fo	TC*	SS	CC	S	TB	TC	TD	Fv
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLE - SLD	75	0.045	2.557	0.289	1.500	1.582	1.500	0.152	0.457	1.780	0.732

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S, e(T^*) = 0.045 g$

- in spostamento: $d^*, e, \text{max} = S, De(T^*)$ (mm) = 34.57

- forza di risposta elastica = $S, e(T^*) m^*$ (kN) = 162.18

(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

- forza di snervamento F_y^* (kN) = 147.60
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)
 Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.099$
 Controllo su q^* secondo §7.8.1.6:
 risulta: $q^* \leq 3$: la verifica di sicurezza (confronto tra capacità e domanda) può essere eseguita.
 Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*,\max (mm) = 34.57

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:
 Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,\max$ (mm) = 34.57

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):
 Domanda sismica in spostamento (mm) = 34.57
 Capacità di spostamento a SLD (mm) = 4.94

Rapporto Capacità/Domanda = 0.143: Capacità < Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.008 g
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR,CLD = 0.6120117$
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 75$ anni,
 ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR,CLD = 100\%$
 (rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,
 e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

Riepilogo per SLD

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.045	63.0
Capacità	1	0.008	100.0

Indicatore di Rischio Sismico:

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):
 - in termini di PGA: $\alpha, D = PGA,CLD / PGA,DL D (=PGA \text{ in input per SLD}) = 0.008/0.045 = 0.178$
 - in termini di TR: $\alpha, D = TR,CLD / TR,DL D (=TR \text{ in input per SLD}) = 1/75 = 0.008$

SLV DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) - DISTR.FORZE (A) - DIREZIONE: -Y

Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 5451.90
 Resistenza massima (taglio alla base): $F,Max,M-GDL$ (kN) = -151.95
 Peso sismico totale W (kN) = 3628.15
 Massa sismica totale M (k*kgm) = 369.968
 Rapporto forza/peso ($F,Max,M-GDL / W$) = 0.042
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): $F,SLV,M-GDL$ (kN) = -151.95

Punto di controllo ubicato al 1° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):
 - iniziale = 0.00
 - al limite ultimo: $dc,SLV,M-GDL = -36.44$, di cui dovuto alle forze orizzontali = -36.44

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con le sole masse traslazionali nella direzione di analisi;
 per ogni piano, risultano i seguenti parametri (elencati nel seguito):
 - completamente rigido: è tale un piano rigido (quindi con relazione master-slave)
 al quale non appartenga nessuna massa non riferita al nodo master. In tal caso,
 la massa di piano coincide con la massa concentrata nel nodo master
 e lo spostamento di piano è esattamente lo spostamento del nodo master;
 - masse di piano m_i traslazionali;
 - corrispondenti spostamenti modali φ_i secondo il modo principale
 nella direzione di analisi (Y): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 1
 con massa modale efficace (in direzione Y) pari a: 46.8%
 (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidezze utilizzate in analisi pushover,
 che possono differire dalle rigidezze considerate in analisi modale. In Analisi Modale
 le rigidezze considerate corrispondono al parametro $\%K,elast$ dei dati Aste e tengono quindi
 conto dell'eventuale rigidezza fessurata ($\%K,elast < 100\%$); in Analisi Pushover al tipo di
 comportamento scelto per i maschi murari corrispondono rigidezze iniziali elastiche,
 ignorando quindi le rigidezze fessurate cioè assumendo $\%K,elast=100\%$ per tutte le aste);
 - piano del Punto di Controllo (scelto a priori)
 - spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento del punto di controllo
 (nel caso di piano deformabile, la massa di piano coincide con la somma delle masse di piano
 e lo spostamento del baricentro è dato dalla distanza fra il baricentro delle masse spostate
 -secondo la forma modale- ed il baricentro delle masse nella configurazione indeformata):

Piano	Compl. rigido	Massa (k*kgm)	Spostamento (mm)	Punto di controllo	Spostamento normalizzato
1		369.97	35.59	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa $m^* = \Sigma(m_i \varphi_i)$ (k*kgm) = 369.97
 Coefficiente di partecipazione $\Gamma = \Sigma(m_i \varphi_i) / \Sigma(m_i \varphi_i^2) = 1.000$

Resistenza massima (taglio alla base): $F_{Max,1-GDL} = (F_{Max,M-GDL} / \Gamma)$ (kN) = -151.95
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): $F_{SLV,1-GDL} = (F_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$ (kN) = -151.95
 Spostamento a SLV (Stato limite ultimo): $d_{SLV,1-GDL} = (d_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$ (mm) = -36.44

Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% $F_{Max,1-GDL}$ (kN) = -106.37
 Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 4690.74 (=86.039% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
 Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 1.765
 Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = -31.47
 forza Fy^* (kN) = -147.60

Stato Limite SLV e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V,R = 10 \%$
 Da PVR e V,R , per SLV risulta definito il valore di T,R (§ All. a)
 attraverso la relazione: $T,R = - V,R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri ag, Fo, TC^* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLV

e: $SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv$ [§3.2.3], dove:
 ag = accelerazione orizzontale massima al sito,
 Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,
 TC^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,
 SS = coefficiente di sottosuolo;
 CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;
 S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;
 TB, TC, TD = periodi di spettro;
 Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR	a,g	Fo	TC*	SS	CC	S	TB	TC	TD	Fv
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLU - SLV	712	0.110	2.580	0.305	1.500	1.554	1.500	0.158	0.474	2.040	1.155

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:
 - in accelerazione: $S,e(T^*) = 0.114 g$
 - in spostamento: $d^*,e,max = S,De(T^*)$ (mm) = -88.45
 - forza di risposta elastica = $S,e(T^*) m^*$ (kN) = 414.88
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
 - forza di snervamento Fy^* (kN) = -147.60
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)
 Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 2.811$

Controllo su q^* secondo §7.8.1.6

$q^* \leq 3.0$: la verifica di sicurezza (confronto tra capacità e domanda) può essere eseguita.

Nota su q^*

- q^* è funzione di due componenti:
 1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
 2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione ag in input:
 il valore di q^* sopra riportato corrisponde quindi ad ag in input.
 Se $q^* > 3.0$, la verifica di sicurezza non è soddisfatta, indipendentemente dal rapporto tra capacità e domanda. Il valore di ag sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio = ag sostenibile / ag in input), verrà calcolato considerando un valore di ag , cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:
 a) $q^* \leq 3.0$
 b) capacità \geq domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*,max (mm) = -88.45

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = -88.45

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento (mm) = -88.45
 Capacità di spostamento a SLV (mm) = -36.44

Rapporto Capacità/Domanda = 0.412: Capacità < Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.047 g
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR,CLV = 86$ anni.
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 75$ anni,
 ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 58.247 \%$
 (rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV minori,
 e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

Riepilogo per SLV

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Domanda	712	0.110	10.0
Capacità	86	0.047	58.2

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha, V = \text{PGA, CLV} / \text{PGA, DLV} (= \text{PGA in input per SLV}) = 0.047/0.110 = 0.427$
- in termini di TR: $\alpha, V = \text{TR, CLV} / \text{TR, DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 86/712 = 0.121$

Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

- capacità \geq domanda (in termini di spostamento);
- $q^* \leq 3.0$ (§7.8.1.6).

L'analisi statica non lineare fornisce il valore dell'Indicatore di Rischio Sismico per la Resistenza nel piano (verifiche di sicurezza a pressoflessione complanare e a taglio) e la Deformazione nel piano (controllo delle deformazioni limite); le verifiche ed i controlli sugli spostamenti vengono eseguite nel corso dell'analisi, e la capacità calcolata ha valore complessivo (le pareti resistenti nel loro insieme). Relativamente agli altri meccanismi resistenti:

- Resistenza fuori piano (verifiche a pressoflessione ortogonale): se le verifiche corrispondenti sono svolte durante il procedimento non lineare, si può ritenere che la capacità calcolata dall'analisi pushover comprenda anche il comportamento fuori piano, altrimenti si farà riferimento ai risultati di un'analisi sismica lineare (statica o dinamica) svolta con il fattore di struttura 'q' calcolato in pushover;
- Capacità limite del terreno (verifiche in fondazione, geotecniche e di resistenza): in generale si farà riferimento ad un'analisi lineare con fattore 'q' calcolato in pushover;
- Cinematismi (edifici esistenti: ribaltamenti, collassi fuori piano): vengono studiati nell'ambito dei meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. §C8A.4).

Calcolo del Fattore di Struttura 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = -136.76
 90% del Taglio massimo (kN) = -136.76
 Rapporto $\alpha, u/\alpha, l = 1.000$
 Edificio non regolare in altezza: $q = 1.500$

SLE DI DANNO (SLD) - DISTR.FORZE (A) - DIREZIONE: -Y

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito.
 i risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):

Resistenza a SLD: $F, \text{SLD, M-GDL}$ (kN) = -26.95

Punto di controllo ubicato al 1° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = 0.00
- al limite di danno: $dc, \text{SLD, M-GDL} = -4.94$, di cui dovuto alle forze orizzontali = -4.94

Stato Limite SLD e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V, R = 63\%$
 Da PVR e V, R , per SLD risulta definito il valore di T, R (§ All. a) attraverso la relazione: $T, R = -V, R / [1 - \ln(1 - \text{PVR})]$

Valori dei parametri ag, Fo, TC^* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLD

e: $SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv$ [§3.2.3], dove:
 ag = accelerazione orizzontale massima al sito,
 Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,
 TC^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,
 SS = coefficiente di sottosuolo;
 CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;
 S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;
 TB, TC, TD = periodi di spettro;
 Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR	a, g	Fo	TC*	SS	CC	S	TB	TC	TD	Fv
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLE - SLD	75	0.045	2.557	0.289	1.500	1.582	1.500	0.152	0.457	1.780	0.732

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S, e(T^*) = 0.045 g$
- in spostamento: $d^*, e, \text{max} = S, De(T^*)$ (mm) = -34.57
- forza di risposta elastica = $S, e(T^*) m^*$ (kN) = 162.18
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy^* (kN) = -147.60
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.099$

Controllo su q^* secondo §7.8.1.6:

risulta: $q^* \leq 3$: la verifica di sicurezza (confronto tra capacità e domanda) può essere eseguita.
 Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*, max (mm) = -34.57

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*, \text{max}$ (mm) = -34.57

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento (mm) = -34.57
 Capacità di spostamento a SLD (mm) = -4.94

Rapporto Capacità/Domanda = 0.143: Capacità < Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.008 g
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLD = 0.6120117
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLD = 100 %
 (rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,
 e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

Riepilogo per SLD

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Domanda	75	0.045	63.0
Capacità	1	0.008	100.0

Indicatore di Rischio Sismico:

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):
 - in termini di PGA: $\alpha, D = \text{PGA,CLD} / \text{PGA,DL} (= \text{PGA in input per SLD}) = 0.008/0.045 = 0.178$
 - in termini di TR: $\alpha, D = \text{TR,CLD} / \text{TR,DL} (= \text{TR in input per SLD}) = 1/75 = 0.008$

SLU DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) - DISTR.FORZE (E) - DIREZIONE: +X

Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 152942.30
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 592.58
 Peso sismico totale W (kN) = 3628.15
 Massa sismica totale M (k*kgm) = 369.968
 Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.163
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,M-GDL (kN) = 474.06

Punto di controllo ubicato al 1° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):
 - iniziale = 0.00
 - al limite ultimo: dc,SLV,M-GDL = 12.72, di cui dovuto alle forze orizzontali = 12.72

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§C7.3.4.1):

è stata scelta l'opzione $\Gamma=1.000$ per la distribuzione di forze (E).
 La massa m* è pari alla somma delle masse traslazionali nella direzione di analisi (X):

Massa m* = $\Sigma(m, i)$ (k*kgm) = 369.97
 Coefficiente di partecipazione $\Gamma = 1.000$

Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,1-GDL = (F,Max,M-GDL / Γ) (kN) = 592.58
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = 474.06
 Spostamento a SLV (Stato limite ultimo): d,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = 12.72

Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F,Max,1-GDL (kN) = 414.80
 Rigidità elastica: K* (kN/m) = 72681.76 (=47.522% della rigidità elastica del sistema M-GDL)
 Periodo elastico: T* = $2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.448
 Punto di snervamento: spostamento dy* (mm) = 7.94
 forza Fy* (kN) = 577.17

Stato Limite SLV e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V,R = 10 %
 Da PVR e V,R, per SLV risulta definito il valore di T,R (§ All. a)
 attraverso la relazione: $T, R = - V, R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri ag, Fo, TC* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLV

e: SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv [§3.2.3], dove:
 ag = accelerazione orizzontale massima al sito,
 Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,
 TC* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,
 SS = coefficiente di sottosuolo;
 CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;
 S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;
 TB, TC, TD = periodi di spettro;
 Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR	a, g	Fo	TC*	SS	CC	S	TB	TC	TD	Fv
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLU - SLV	712	0.110	2.580	0.305	1.500	1.554	1.500	0.158	0.474	2.040	1.155

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:
 - in accelerazione: S,e(T*) = 0.426 g
 - in spostamento: d*,e,max = S,De(T*) (mm) = 21.25
 - forza di risposta elastica = S,e(T*) m* (kN) = 1544.50
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

- forza di snervamento F_y^* (kN) = 577.17
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)
Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 2.676$

Controllo su q^* secondo §7.8.1.6

$q^* \leq 3.0$: la verifica di sicurezza (confronto tra capacità e domanda) può essere eseguita.

Nota su q^*

q^* è funzione di due componenti:

1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
 2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione a_g in input:
il valore di q^* sopra riportato corrisponde quindi ad a_g in input.
- Se $q^* > 3.0$, la verifica di sicurezza non è soddisfatta, indipendentemente dal rapporto tra capacità e domanda. Il valore di a_g sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio = a_g sostenibile / a_g in input), verrà calcolato considerando un valore di a_g , cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:
- a) $q^* \leq 3.0$
 - b) capacità \geq domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*, \max (mm) = 22.01

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*, \max$ (mm) = 22.01

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento (mm) = 22.01

Capacità di spostamento a SLV (mm) = 12.72

Rapporto Capacità/Domanda = 0.578: Capacità < Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.066 g
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $T_{R,CLV} = 185$ anni.
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $V_R = 75$ anni,
ha la probabilità di essere superata pari a: $P_{VR} = 33.389\%$
(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:
in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e $T_{R,CLV}$ minori,
e $P_{VR,CLV}$ maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e $T_{R,CLV}$ maggiori, e $P_{VR,CLV}$ minore).

Riepilogo per SLV

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Domanda	712	0.110	10.0
Capacità	185	0.066	33.4

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV (=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.066/0.110 = 0.600$
- in termini di TR: $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 185/712 = 0.259$

Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

- a) capacità \geq domanda (in termini di spostamento);
- b) $q^* \leq 3.0$ (§7.8.1.6).

L'analisi statica non lineare fornisce il valore dell'Indicatore di Rischio Sismico

per la Resistenza nel piano (verifiche di sicurezza a pressoflessione complanare e a taglio) e la Deformazione nel piano (controllo delle deformazioni limite);
le verifiche ed i controlli sugli spostamenti vengono eseguite nel corso dell'analisi, e la capacità calcolata ha valore complessivo (le pareti resistenti nel loro insieme).
Relativamente agli altri meccanismi resistenti:

- Resistenza fuori piano (verifiche a pressoflessione ortogonale):
se le verifiche corrispondenti sono svolte durante il procedimento non lineare, si può ritenere che la capacità calcolata dall'analisi pushover comprenda anche il comportamento fuori piano, altrimenti si farà riferimento ai risultati di un'analisi sismica lineare (statica o dinamica) svolta con il fattore di struttura ' q ' calcolato in pushover;
- Capacità limite del terreno (verifiche in fondazione, geotecniche e di resistenza):
in generale si farà riferimento ad un'analisi lineare con fattore ' q ' calcolato in pushover;
- Cinematismi (edifici esistenti: ribaltamenti, collassi fuori piano): vengono studiati nell'ambito dei meccanismi di collasso (Analisi Cinematica, cfr. §C8A.4).

Calcolo del Fattore di Struttura ' q ' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 67.58

90% del Taglio massimo (kN) = 533.32

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ calcolato = 7.892

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza: $q = 3.750$

SLE DI DANNO (SLD) - DISTR.FORZE (E) - DIREZIONE: +X

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito.

i risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):

Resistenza a SLD: $F_{SLD,M-GDL}$ (kN) = 592.58

Punto di controllo ubicato al 1° piano. Spostamento orizzontale: d_c (mm):

- iniziale = 0.00

- al limite di danno: $d_{c,SLD,M-GDL}$ = 12.72, di cui dovuto alle forze orizzontali = 12.72

Stato Limite SLD e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V,R = 63 %

Da PVR e V,R , per SLD risulta definito il valore di T,R (§ All. a)

attraverso la relazione: $T,R = -V,R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri a_g, F_0, TC^* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLD

e: $SS, CC, S, TB, TC, TD, F_v$ [§3.2.3], dove:

a_g = accelerazione orizzontale massima al sito,

F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,

TC^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,

SS = coefficiente di sottosuolo;

CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;

S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;

TB, TC, TD = periodi di spettro;

F_v = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR	a_g	F_0	TC^*	SS	CC	S	TB	TC	TD	F_v
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLE - SLD	75	0.045	2.557	0.289	1.500	1.582	1.500	0.152	0.457	1.780	0.732

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_{e}(T^*)$ = 0.173 g

- in spostamento: $d^*,e,max = S_{e}(T^*)$ (mm) = 8.62

- forza di risposta elastica = $S_{e}(T^*) m^*$ (kN) = 626.21

(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

- forza di snervamento F_{y^*} (kN) = 577.17

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: q^* = 1.085

Controllo su q^* secondo §7.8.1.6:

risulta: $q^* \leq 3$: la verifica di sicurezza (confronto tra capacità e domanda) può essere eseguita.

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*,max (mm) = 8.65

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = 8.65

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento (mm) = 8.65

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 12.72

Rapporto Capacità/Domanda = 1.47: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA_{CLD}) = 0.067 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR_{CLD} = 184.6436

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR_{CLD} = 33.382 %

(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA_{CLD} e TR_{CLD} minori,

e PVR_{CLD} maggiore; per verifica soddisfatta, PGA_{CLD} e TR_{CLD} maggiori, e PVR_{CLD} minore).

Riepilogo per SLD

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Domanda	75	0.045	63.0
Capacità	185	0.067	33.4

Indicatore di Rischio Sismico:

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha_D = PGA_{CLD} / PGA_{DL} (=PGA \text{ in input per SLD}) = 0.067/0.045 = 1.489$

- in termini di TR: $\alpha_D = TR_{CLD} / TR_{DL} (=TR \text{ in input per SLD}) = 185/75 = 2.462$

SLU DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) - DISTR.FORZE (E) - DIREZIONE: -X

Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 152946.00

Resistenza massima (taglio alla base): $F_{Max,M-GDL}$ (kN) = -523.44

Peso sismico totale W (kN) = 3628.15

Massa sismica totale M (k*kgm) = 369.968

Rapporto forza/peso ($F_{Max,M-GDL} / W$) = 0.144

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): $F_{SLV,M-GDL}$ (kN) = -523.44

Punto di controllo ubicato al 1° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):
 - iniziale = 0.00
 - al limite ultimo: dc,SLV,M-GDL = -50.37, di cui dovuto alle forze orizzontali = -50.37

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§C7.3.4.1):

è stata scelta l'opzione $\Gamma=1.000$ per la distribuzione di forze (E).
 La massa m^* è pari alla somma delle masse traslazionali nella direzione di analisi (X):

Massa $m^* = \Sigma(m,i)$ (k*kgm) = 369.97
 Coefficiente di partecipazione $\Gamma = 1.000$

Resistenza massima (taglio alla base): $F_{Max,1-GDL} = (F_{Max,M-GDL} / \Gamma)$ (kN) = -523.44
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): $F_{SLV,1-GDL} = (F_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$ (kN) = -523.44
 Spostamento a SLV (Stato limite ultimo): $d_{SLV,1-GDL} = (d_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$ (mm) = -50.37

Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% $F_{Max,1-GDL}$ (kN) = -366.41
 Rigidezza elastica: K^* (kN/m) = 101304.50 (=66.235% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)
 Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 0.380
 Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = -3.21
 forza Fy^* (kN) = -325.33

Stato Limite SLV e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V,R = 10\%$
 Da PVR e V,R , per SLV risulta definito il valore di T,R (§ All. a)
 attraverso la relazione: $T,R = -V,R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri ag, Fo, TC^* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLV

Stato Limite	TR	a, g	Fo	TC*	SS	CC	S	TB	TC	TD	Fv
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLU - SLV	712	0.110	2.580	0.305	1.500	1.554	1.500	0.158	0.474	2.040	1.155

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S,e(T^*) = 0.426 g$
 - in spostamento: $d^*,e,max = S,De(T^*)$ (mm) = -15.25
 - forza di risposta elastica = $S,e(T^*) m^*$ (kN) = 1544.50
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
 - forza di snervamento Fy^* (kN) = -325.33
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)
 Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 4.747$

Controllo su q^* secondo §7.8.1.6

$q^* > 3.0$: la verifica di sicurezza deve ritenersi NON soddisfatta
 indipendentemente dal confronto tra capacità e domanda.

Nota su q^*

q^* è funzione di due componenti:

- proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
- spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione ag in input:
 il valore di q^* sopra riportato corrisponde quindi ad ag in input.
 Se $q^* > 3.0$, la verifica di sicurezza non è soddisfatta, indipendentemente dal rapporto tra capacità e domanda. Il valore di ag sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio = ag sostenibile / ag in input), verrà calcolato considerando un valore di ag , cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:
 a) $q^* \leq 3.0$
 b) capacità \geq domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*,max (mm) = -18.23

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = -18.23

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento (mm) = -18.23
 Capacità di spostamento a SLV (mm) = -50.37

Rapporto Capacità/Domanda = 2.762: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.071 g
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR,CLV = 221$ anni.
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 75$ anni,
 ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR = 28.825\%$

(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:
in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV minori,
e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

Riepilogo per SLV

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Domanda	712	0.110	10.0
Capacità	221	0.071	28.8

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} (= \text{PGA in input per SLV}) = 0.071/0.110 = 0.645$
- in termini di TR: $\alpha, V = \text{TR,CLV} / \text{TR,DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 221/712 = 0.310$

Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

- capacità \geq domanda (in termini di spostamento);
- $q^* \leq 3.0$ (§7.8.1.6).

L'analisi statica non lineare fornisce il valore dell'Indicatore di Rischio Sismico per la Resistenza nel piano (verifiche di sicurezza a pressoflessione complanare e a taglio) e la Deformazione nel piano (controllo delle deformazioni limite); le verifiche ed i controlli sugli spostamenti vengono eseguite nel corso dell'analisi, e la capacità calcolata ha valore complessivo (le pareti resistenti nel loro insieme). Relativamente agli altri meccanismi resistenti:

- Resistenza fuori piano (verifiche a pressoflessione ortogonale):
se le verifiche corrispondenti sono svolte durante il procedimento non lineare, si può ritenere che la capacità calcolata dall'analisi pushover comprenda anche il comportamento fuori piano, altrimenti si farà riferimento ai risultati di un'analisi sismica lineare (statica o dinamica) svolta con il fattore di struttura 'q' calcolato in pushover;
- Capacità limite del terreno (verifiche in fondazione, geotecniche e di resistenza):
in generale si farà riferimento ad un'analisi lineare con fattore 'q' calcolato in pushover;
- Cinematismi (edifici esistenti: ribaltamenti, collassi fuori piano): vengono studiati nell'ambito dei meccanismi di collasso (Analisi Cinematica, cfr. §C8A.4).

Calcolo del Fattore di Struttura 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = -72.66
90% del Taglio massimo (kN) = -471.09
Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ calcolato = 6.484
Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ effettivo = 2.500
Edificio non regolare in altezza: $q = 3.750$

SLE DI DANNO (SLD) - DISTR.FORZE (E) - DIREZIONE: -X

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito.

i risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):

Resistenza a SLD: F,SLD,M-GDL (kN) = -185.16

Punto di controllo ubicato al 1° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = 0.00
- al limite di danno: dc,SLD,M-GDL = -7.37, di cui dovuto alle forze orizzontali = -7.37

Stato Limite SLD e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V,R = 63 %
Da PVR e V,R, per SLD risulta definito il valore di T,R (§ All. a)
attraverso la relazione: $T,R = - V,R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri a_g, F_0, TC^* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLD

e: SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv [§3.2.3], dove:

a_g = accelerazione orizzontale massima al sito,

F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,

TC^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,

SS = coefficiente di sottosuolo;

CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;

S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;

TB, TC, TD = periodi di spettro;

Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR	a, g	F_0	TC^*	SS	CC	S	TB	TC	TD	Fv
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLE - SLD	75	0.045	2.557	0.289	1.500	1.582	1.500	0.152	0.457	1.780	0.732

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S, e(T^*) = 0.173 g$

- in spostamento: $d^*,e,max = S,De(T^*)$ (mm) = -6.18
 - forza di risposta elastica = $S,e(T^*) m^*$ (kN) = 626.21
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
 - forza di snervamento Fy^* (kN) = -325.33
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)
 Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.925$
 Controllo su q^* secondo §7.8.1.6:
 risulta: $q^* \leq 3$: la verifica di sicurezza (confronto tra capacità e domanda) può essere eseguita.
 Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*,max (mm) = -6.92

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max$ (mm) = -6.92

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento (mm) = -6.92
 Capacità di spostamento a SLD (mm) = -7.37

Rapporto Capacità/Domanda = 1.065: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.049 g
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno $TR,CLD = 90.01465$
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento $VR = 75$ anni,
 ha la probabilità di essere superata pari a: $PVR,CLD = 56.534$ %
 (rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,
 e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

Riepilogo per SLD

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	75	0.045	63.0
Capacità	90	0.049	56.5

Indicatore di Rischio Sismico:

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):
 - in termini di PGA: $\alpha,D = PGA,CLD / PGA,DLD (=PGA \text{ in input per SLD}) = 0.049/0.045 = 1.089$
 - in termini di TR: $\alpha,D = TR,CLD / TR,DLD (=TR \text{ in input per SLD}) = 90/75 = 1.200$

SLU DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) - DISTR.FORZE (E) - DIREZIONE: +Y

Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 5720.16
 Resistenza massima (taglio alla base): $F,Max,M-GDL$ (kN) = 153.13
 Peso sismico totale W (kN) = 3628.15
 Massa sismica totale M (k*kgm) = 369.968
 Rapporto forza/peso ($F,Max,M-GDL / W$) = 0.042
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): $F,SLV,M-GDL$ (kN) = 153.13

Punto di controllo ubicato al 1° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):
 - iniziale = 0.00
 - al limite ultimo: $dc,SLV,M-GDL = 34.29$, di cui dovuto alle forze orizzontali = 34.29

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§C7.3.4.1):

è stata scelta l'opzione $\Gamma=1.000$ per la distribuzione di forze (E).
 La massa m^* è pari alla somma delle masse traslazionali nella direzione di analisi (Y):

Massa $m^* = \Sigma(m,i)$ (k*kgm) = 369.97
 Coefficiente di partecipazione $\Gamma = 1.000$

Resistenza massima (taglio alla base): $F,Max,1-GDL = (F,Max,M-GDL / \Gamma)$ (kN) = 153.13
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): $F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / \Gamma)$ (kN) = 153.13
 Spostamento a SLV (Stato limite ultimo): $d,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / \Gamma)$ (mm) = 34.29

Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% $F,Max,1-GDL$ (kN) = 107.19
 Rigidità elastica: K^* (kN/m) = 5084.23 (=88.883% della rigidità elastica del sistema M-GDL)
 Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 1.695
 Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = 29.37
 forza Fy^* (kN) = 149.32

Stato Limite SLV e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V,R = 10$ %
 Da PVR e V,R , per SLV risulta definito il valore di T,R (§ All. a)
 attraverso la relazione: $T,R = -V,R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri ag, Fo, TC^* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLV

e: SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv [§3.2.3], dove:
 ag = accelerazione orizzontale massima al sito,
 Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,
 TC^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,
 SS = coefficiente di sottosuolo;
 CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;

S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;
 TB, TC, TD = periodi di spettro;
 Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR	a,g	Fo	TC*	SS	CC	S	TB	TC	TD	Fv
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLU - SLV	712	0.110	2.580	0.305	1.500	1.554	1.500	0.158	0.474	2.040	1.155

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.119 \text{ g}$
- in spostamento: $d^*,e,max = S_e(T^*) (mm) = 84.96$
- forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^* (kN) = 431.93$
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento $F_y^* (kN) = 149.32$
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 2.893$

Controllo su q^* secondo §7.8.1.6

$q^* \leq 3.0$: la verifica di sicurezza (confronto tra capacità e domanda) può essere eseguita.

Nota su q^*

q^* è funzione di due componenti:

- proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
- spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione a_g in input:
il valore di q^* sopra riportato corrisponde quindi ad a_g in input.

Se $q^* > 3.0$, la verifica di sicurezza non è soddisfatta, indipendentemente dal rapporto tra capacità e domanda. Il valore di a_g sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio = a_g sostenibile / a_g in input), verrà calcolato considerando un valore di a_g , cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:

- $q^* \leq 3.0$
- capacità \geq domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico: $d^*,max (mm) = 84.96$

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*,max (mm) = 84.96$

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento (mm) = 84.96

Capacità di spostamento a SLV (mm) = 34.29

Rapporto Capacità/Domanda = 0.404: Capacità < Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.046 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLV = 82 anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 60.068 %

(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV minori, e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

Riepilogo per SLV

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Domanda	712	0.110	10.0
Capacità	82	0.046	60.1

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha,V = PGA,CLV / PGA,DLV (=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.046/0.110 = 0.418$
- in termini di TR: $\alpha,V = TR,CLV / TR,DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 82/712 = 0.115$

Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:

- capacità \geq domanda (in termini di spostamento);
- $q^* \leq 3.0$ (§7.8.1.6).

L'analisi statica non lineare fornisce il valore dell'Indicatore di Rischio Sismico per la Resistenza nel piano (verifiche di sicurezza a pressoflessione complanare e a taglio) e la Deformazione nel piano (verifiche di deformazioni limite); le verifiche ed i controlli sugli spostamenti vengono eseguite nel corso dell'analisi, e la capacità calcolata ha valore complessivo (le pareti resistenti nel loro insieme). Relativamente agli altri meccanismi resistenti:

- Resistenza fuori piano (verifiche a pressoflessione ortogonale):
se le verifiche corrispondenti sono svolte durante il procedimento non lineare, si può ritenere che la capacità calcolata dall'analisi pushover comprenda anche il comportamento fuori piano, altrimenti si farà riferimento ai risultati di un'analisi sismica lineare (statica o dinamica) svolta con il fattore di struttura 'q' calcolato in pushover;
- Capacità limite del terreno (verifiche in fondazione, geotecniche e di resistenza):
in generale si farà riferimento ad un'analisi lineare con fattore 'q' calcolato in pushover;
- Cinematismi (edifici esistenti: ribaltamenti, collassi fuori piano): vengono studiati

nell'ambito dei dei meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. §C8A.4).

Calcolo del Fattore di Struttura 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 137.81
 90% del Taglio massimo (kN) = 137.81
 Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1 = 1.000$
 Edificio non regolare in altezza: $q = 1.500$

SLE DI DANNO (SLD) - DISTR.FORZE (E) - DIREZIONE: +Y

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito.
 i risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):

Resistenza a SLD: F,SLD,M-GDL (kN) = 28.13

Punto di controllo ubicato al 1° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = 0.00
 - al limite di danno: dc,SLD,M-GDL = 4.92, di cui dovuto alle forze orizzontali = 4.92

Stato Limite SLD e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V,R = 63 %
 Da PVR e V,R, per SLD risulta definito il valore di T,R (§ All. a)
 attraverso la relazione: $T,R = - V,R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri ag, Fo, TC* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLD

e: SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv [§3.2.3], dove:
 ag = accelerazione orizzontale massima al sito,
 Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,
 TC* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,
 SS = coefficiente di sottosuolo;
 CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;
 S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;
 TB, TC, TD = periodi di spettro;
 Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR	a, g	Fo	TC*	SS	CC	S	TB	TC	TD	Fv
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLE - SLD	75	0.045	2.557	0.289	1.500	1.582	1.500	0.152	0.457	1.780	0.732

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S, e(T^*) = 0.047 g$
 - in spostamento: $d^*, e, \max = S, De(T^*)$ (mm) = 33.21
 - forza di risposta elastica = $S, e(T^*) m^*$ (kN) = 168.84
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
 - forza di snervamento Fy^* (kN) = 149.32
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.131$

Controllo su q^* secondo §7.8.1.6:

risultato: $q^* \leq 3$: la verifica di sicurezza (confronto tra capacità e domanda) può essere eseguita.

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*, \max (mm) = 33.21

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*, \max$ (mm) = 33.21

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento (mm) = 33.21
 Capacità di spostamento a SLD (mm) = 4.92

Rapporto Capacità/Domanda = 0.148: Capacità < Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.008 g
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLD = 0.6120117
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLD = 100 %
 (rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,
 e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

Riepilogo per SLD

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Domanda	75	0.045	63.0
Capacità	1	0.008	100.0

Indicatore di Rischio Sismico:

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha, D = \text{PGA, CLD} / \text{PGA, DLD} (= \text{PGA in input per SLD}) = 0.008/0.045 = 0.178$
 - in termini di TR: $\alpha, D = \text{TR, CLD} / \text{TR, DLD} (= \text{TR in input per SLD}) = 1/75 = 0.008$

SLU DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) - DISTR.FORZE (E) - DIREZIONE: -Y

Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 5720.16
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -153.13
 Peso sismico totale W (kN) = 3628.15
 Massa sismica totale M (k*kgm) = 369.968
 Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.042
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,M-GDL (kN) = -153.13

Punto di controllo ubicato al 1° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):
 - iniziale = 0.00
 - al limite ultimo: dc,SLV,M-GDL = -34.29, di cui dovuto alle forze orizzontali = -34.29

Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa m^* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§C7.3.4.1):

è stata scelta l'opzione $\Gamma=1.000$ per la distribuzione di forze (E).
 La massa m^* è pari alla somma delle masse traslazionali nella direzione di analisi (Y):

Massa $m^* = \Sigma(m, i)$ (k*kgm) = 369.97
 Coefficiente di partecipazione $\Gamma = 1.000$

Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,1-GDL = (F,Max,M-GDL / Γ) (kN) = -153.13
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = -153.13
 Spostamento a SLV (Stato limite ultimo): d,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = -34.29

Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F,Max,1-GDL (kN) = -107.19
 Rigidità elastica: K^* (kN/m) = 5084.29 (=88.884% della rigidità elastica del sistema M-GDL)
 Periodo elastico: $T^* = 2(m^*/K^*)$ (sec) = 1.695
 Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = -29.37
 forza Fy^* (kN) = -149.32

Stato Limite SLV e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V,R = 10 %
 Da PVR e V,R, per SLV risulta definito il valore di T,R (§ All. a)
 attraverso la relazione: $T, R = -V, R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri ag, Fo, TC^* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLV

e: SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv [§3.2.3], dove:
 ag = accelerazione orizzontale massima al sito,
 Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,
 TC^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,
 SS = coefficiente di sottosuolo;
 CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;
 S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;
 TB, TC, TD = periodi di spettro;
 Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR	a, g	Fo	TC*	SS	CC	S	TB	TC	TD	Fv
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLU - SLV	712	0.110	2.580	0.305	1.500	1.554	1.500	0.158	0.474	2.040	1.155

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:
 - in accelerazione: $S, e(T^*) = 0.119 g$
 - in spostamento: $d^*, e, max = S, De(T^*)$ (mm) = -84.96
 - forza di risposta elastica = $S, e(T^*) m^*$ (kN) = 431.94
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
 - forza di snervamento Fy^* (kN) = -149.32
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)
 Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 2.893$

Controllo su q^* secondo §7.8.1.6

$q^* \leq 3.0$: la verifica di sicurezza (confronto tra capacità e domanda) può essere eseguita.

Nota su q^*

q^* è funzione di due componenti:
 1. proprietà dinamiche dell'oscillatore (dalla curva di capacità);
 2. spettro di risposta, dipendente dall'accelerazione ag in input:
 il valore di q^* sopra riportato corrisponde quindi ad ag in input.
 Se $q^* > 3.0$, la verifica di sicurezza non è soddisfatta, indipendentemente dal rapporto tra capacità e domanda. Il valore di ag sostenibile (e quindi dell'indicatore di rischio = ag sostenibile / ag in input), verrà calcolato considerando un valore di ag , cioè una domanda, tale da garantire contemporaneamente le due seguenti condizioni:
 a) $q^* \leq 3.0$
 b) capacità \geq domanda (in termini di spostamento)

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*, max (mm) = -84.96

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*, max$ (mm) = -84.96

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):
 Domanda sismica in spostamento (mm) = -84.96
 Capacità di spostamento a SLV (mm) = -34.29

Rapporto Capacità/Domanda = 0.404: Capacità < Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) = 0.046 g
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLV = 82 anni.
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 60.068 %
 (rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV minori,
 e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

Riepilogo per SLV

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Domanda	712	0.110	10.0
Capacità	82	0.046	60.1

Indicatore di Rischio Sismico

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):
 - in termini di PGA: $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} (= \text{PGA in input per SLV}) = 0.046/0.110 = 0.418$
 - in termini di TR: $\alpha, V = \text{TR,CLV} / \text{TR,DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 82/712 = 0.115$

Nota sul metodo di calcolo dell'indicatore di rischio sismico

Il calcolo degli indicatori di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni:
 a) capacità \geq domanda (in termini di spostamento);
 b) $q^* \leq 3.0$ (§7.8.1.6).

L'analisi statica non lineare fornisce il valore dell'Indicatore di Rischio Sismico per la Resistenza nel piano (verifiche di sicurezza a pressoflessione complanare e a taglio) e la Deformazione nel piano (controllo delle deformazioni limite);
 le verifiche ed i controlli sugli spostamenti vengono eseguite nel corso dell'analisi, e la capacità calcolata ha valore complessivo (le pareti resistenti nel loro insieme).
 Relativamente agli altri meccanismi resistenti:

- Resistenza fuori piano (verifiche a pressoflessione ortogonale):
 se le verifiche corrispondenti sono svolte durante il procedimento non lineare, si può ritenere che la capacità calcolata dall'analisi pushover comprenda anche il comportamento fuori piano, altrimenti si farà riferimento ai risultati di un'analisi sismica lineare (statica o dinamica) svolta con il fattore di struttura 'q' calcolato in pushover;
- Capacità limite del terreno (verifiche in fondazione, geotecniche e di resistenza):
 in generale si farà riferimento ad un'analisi lineare con fattore 'q' calcolato in pushover;
- Cinematismi (edifici esistenti: ribaltamenti, collassi fuori piano): vengono studiati nell'ambito dei meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. §C8A.4).

Calcolo del Fattore di Struttura 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = -137.81
 90% del Taglio massimo (kN) = -137.81
 Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1 = 1.000$
 Edificio non regolare in altezza: $q = 1.500$

SLE DI DANNO (SLD) - DISTR.FORZE (E) - DIREZIONE: -Y

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito.
 i risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):

Resistenza a SLD: F,SLD,M-GDL (kN) = -28.13

Punto di controllo ubicato al 1° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = 0.00
- al limite di danno: dc,SLD,M-GDL = -4.92, di cui dovuto alle forze orizzontali = -4.92

Stato Limite SLD e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V,R = 63 %
 Da PVR e V,R, per SLD risulta definito il valore di T,R (§ All. a)
 attraverso la relazione: $T,R = -V,R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri ag, Fo, TC^* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLD

e: SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv [§3.2.3], dove:

- ag = accelerazione orizzontale massima al sito,
- Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,
- TC* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,
- SS = coefficiente di sottosuolo;
- CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;
- S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;
- TB, TC, TD = periodi di spettro;

Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR	a,g	Fo	TC*	SS	CC	S	TB	TC	TD	Fv
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLE - SLD	75	0.045	2.557	0.289	1.500	1.582	1.500	0.152	0.457	1.780	0.732

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.047 \text{ g}$
- in spostamento: $d^*_{e,max} = S_{De}(T^*) \text{ (mm)} = -33.21$
- forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^* \text{ (kN)} = 168.85$
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento $Fy^* \text{ (kN)} = -149.32$
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 1.131$

Controllo su q^* secondo §7.8.1.6:

risulta: $q^* \leq 3$: la verifica di sicurezza (confronto tra capacità e domanda) può essere eseguita.

Risposta in spostamento del sistema anelastico: $d^*_{max} \text{ (mm)} = -33.21$

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: $\Gamma d^*_{max} \text{ (mm)} = -33.21$

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento (mm) = -33.21

Capacità di spostamento a SLD (mm) = -4.92

Rapporto Capacità/Domanda = 0.148: Capacità < Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.008 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLD = 0.6120117

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLD = 100 %

(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,

e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

Riepilogo per SLD

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Domanda	75	0.045	63.0
Capacità	1	0.008	100.0

Indicatore di Rischio Sismico:

(indicatore di rischio = rapporto tra capacità e domanda):

- in termini di PGA: $\alpha_D = PGA_{CLD} / PGA_{DL} (=PGA \text{ in input per SLD}) = 0.008/0.045 = 0.178$

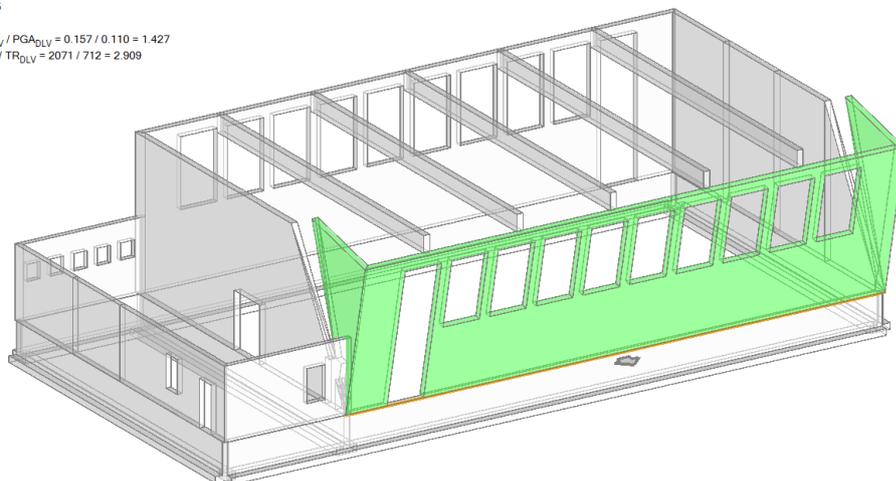
- in termini di TR: $\alpha_D = TR_{CLD} / TR_{DL} (=TR \text{ in input per SLD}) = 1/75 = 0.008$

7.2 ANALISI CINEMATICA

Si propone l'analisi cinematica anche per lo stato attuale considerando il comportamento unitario di tutta la parete e il comportamento disaccoppiato di un pilastro verticale, vista la criticità dell'elemento.

Da un punto di vista globale la parete non avrebbe problemi grazie alla presenza del cuneo ortogonale garantito dalla presenza del cordolo in c.a.

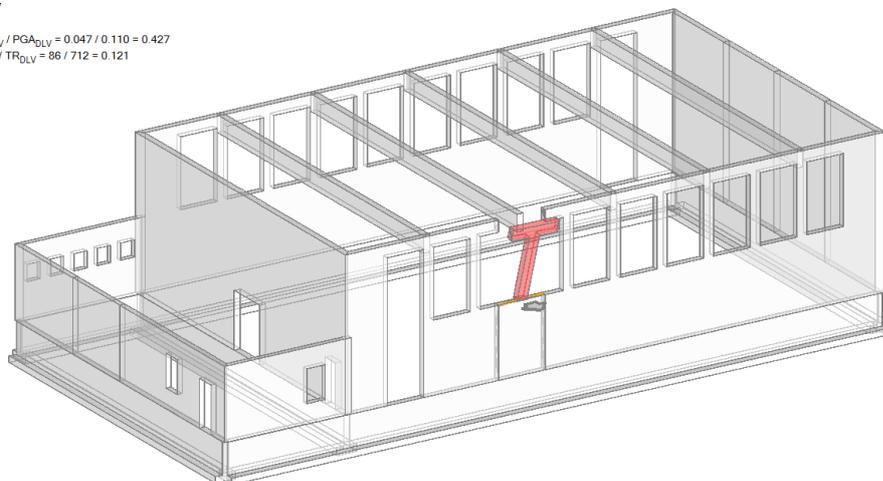
01. Cinematismo
 Ribaltamento semplice
 $\alpha_0 = 0.135$
 ■ SLV
 $PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.157 / 0.110 = 1.427$
 $TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2071 / 712 = 2.909$



Proprietà	
Cinematismo	
Generale	
Tipologia	Ribaltamento semplice
Volume	46.201
Direzione sismica	270.00°
N	1
H	7.250
Z	0.000
T1	0.221
Y	1.000
FC	1.35
Verifica SLD	No
Sempre e**=1	No
Risultati	
α_0	0.135
N*	64524
e*	0.957
α_0^*	0.115
SLD	
$a1^*$	0.068
$a2^*$	0.000
a^*	0.068
PGA_CLD	0.076
TR_CLD	263
W1_CLD	174
IRS_PGA	1.689
IRS_TR	3.507
SLV	
$a1^*$	0.083
$a2^*$	0.000
a^*	0.083
PGA_CLV	0.157
TR_CLV	2071
W1_CLV	145
IRS_PGA	1.427
IRS_TR	2.909

Da un punto di vista locale, invece, in prossimità del pilastro si evidenzia un comportamento critico dell'elemento, con relativo coefficiente di sicurezza basso.

02. Cinematismo
 Ribaltamento semplice
 $\alpha_0 = 0.047$
 ■ SLV
 $PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.047 / 0.110 = 0.427$
 $TR_{CLV} / TR_{DLV} = 86 / 712 = 0.121$



Proprietà	
Cinematismo	
Generale	
Tipologia	Ribaltamento semplice
Volume	0.872
Direzione sismica	273.73°
N	1
H	7.250
Z	0.000
T1	0.221
Y	1.000
FC	1.35
Verifica SLD	No
Sempre e**=1	No
Risultati	
α_0	0.047
N*	1814
e*	0.964
α_0^*	0.036
SLD	
$a1^*$	0.068
$a2^*$	0.000
a^*	0.068
PGA_CLD	0.024
TR_CLD	13
W1_CLD	9
IRS_PGA	0.533
IRS_TR	0.173
SLV	
$a1^*$	0.083
$a2^*$	0.000
a^*	0.083
PGA_CLV	0.047
TR_CLV	86
W1_CLV	6
IRS_PGA	0.427
IRS_TR	0.121

Il coefficiente di sicurezza dei meccanismi locali è molto simile in valore assoluto a quello derivante dal comportamento globale dell'analisi pushover pertanto non si evidenzia una prevalenza di comportamento cinematico rispetto quello globale.

7.3 RIASSUNTO STATO ATTUALE

Analisi Statica Lineare, NON Sismica: Sintesi risultati

**Analisi Statica Lineare NON Sismica [§4.5.5]
Verifiche di sicurezza per Edifici in Muratura**

**SLU di salvaguardia della Vita (SLV)
Verifiche di Resistenza**

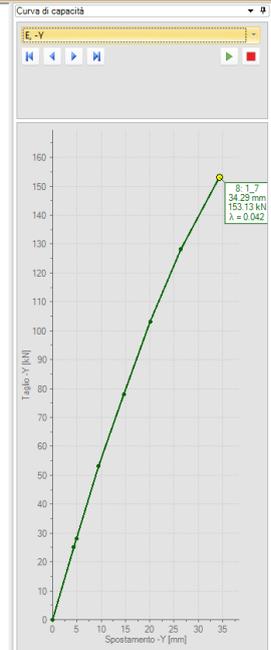
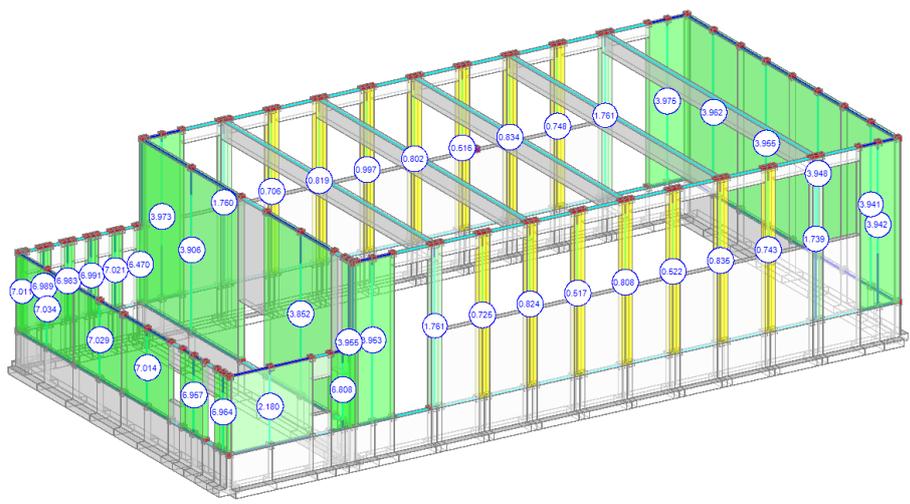
[§4.5.5] **Involuppo CCC**

PressoFlessione Complanare [§4.5.6]	0.000	44.4%
Taglio per Scorrimento [§4.5.6]	2.934	100%
Taglio per Fessuraz. Diagonale [§4.5.6]	3.180	100%
PressoFlessione Ortogonale (da modello 3D)	0.410	76.2%
PressoFlessione Ortogonale [§4.5.6.2]		
SL di tipo geotecnico (GEO): Capacità portante del terreno e Scorrimento sul piano di posa [§6.4.2.1]	1.870	

N°curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Mt.	FW	q'(SLV)	q	PGA.CLV	TR.CLV	PVR.CLV	aV.PGA	aV.TR	VN.CLV	PGA.CLD	TR.CLD	PVR.CLD	aD.PGA	aD.TR
1	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	A	+X		0.114	5.407	3.750	0.063	160	37.423	0.573	0.225	11	0.045	75	63.248	1.000	0.999
2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	A	-X		0.171	4.607	3.750	0.073	237	27.139	0.564	0.333	17	0.051	99	53.190	1.133	1.317
3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	A	+Y		0.042	2.811	1.500	0.047	86	58.247	0.427	0.121	6	0.008	1	100.000	0.178	0.008
4	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	A	-Y		0.042	2.811	1.500	0.047	86	58.247	0.427	0.121	6	0.008	1	100.000	0.178	0.008
5	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	E	+X		0.163	2.676	3.750	0.066	185	33.389	0.600	0.259	13	0.067	185	33.382	1.489	2.462
6	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	E	-X		0.144	4.747	3.750	0.071	221	28.825	0.645	0.310	15	0.049	90	56.534	1.089	1.200
7	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	E	+Y		0.042	2.893	1.500	0.046	82	60.068	0.418	0.115	6	0.008	1	100.000	0.178	0.008
8	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	E	-Y		0.042	2.893	1.500	0.046	82	60.068	0.418	0.115	6	0.008	1	100.000	0.178	0.008

Statica non sismica | Statica lineare | Dinamica modale | Statica non lineare | Spostamenti | Reazioni vincolari | Curva pressioni | Forze pushover | Diagrammi di stato | Sforzo normale N | Spot | Forze | Masse | Scale | Verifiche | Pressof. Ortog. 3D | Lesioni: Concrete | Tutte | Coefficienti

✕



Dalla curva pushover si evidenzia il comportamento fragile della struttura dovuto principalmente alla presenza di pilastri in muratura di sezione ridotta che raggiungono la plasticizzazione e comportano uno spostamento eccessivo per la muratura.

7.4 MIGLIORAMENTO STATICO

Analisi Statica Lineare, NON Sismica: Sintesi risultati

**Analisi Statica Lineare NON Sismica [§4.5.5]
Verifiche di sicurezza per Edifici in Muratura**

SLU di salvaguardia della Vita (SLV)
Verifiche di Resistenza

[§4.5.5] **Inviluppo CCC**

PressoFlessione Complanare [§4.5.6]	0.000	44.4%
Taglio per Scorrimento [§4.5.6]	2.934	100%
Taglio per Fessuraz. Diagonale [§4.5.6]	3.180	100%
PressoFlessione Ortogonale (da modello 3D)	0.410	76.2%
PressoFlessione Ortogonale [§4.5.6.2]		
SL di tipo geotecnico (GED): Capacità portante del terreno e Scorrimento sul piano di posa [§6.4.2.1]	1.870	

STATO ATTUALE

Analisi Statica Lineare, NON Sismica: Sintesi risultati

**Analisi Statica Lineare NON Sismica [§4.5.5]
Verifiche di sicurezza per Edifici in Muratura**

SLU di salvaguardia della Vita (SLV)
Verifiche di Resistenza

[§4.5.5] **Inviluppo CCC**

PressoFlessione Complanare [§4.5.6]	5.071	100%
Taglio per Scorrimento [§4.5.6]	>> 1	100%
Taglio per Fessuraz. Diagonale [§4.5.6]	>> 1	100%
PressoFlessione Ortogonale (da modello 3D)	1.681	100%
PressoFlessione Ortogonale [§4.5.6.2]		
SL di tipo geotecnico (GED): Capacità portante del terreno e Scorrimento sul piano di posa [§6.4.2.1]	1.755	

PROGETTO

Il valore nel riquadro indica il valore di verifica dell'elemento peggiore, in rosso se < 1 o in verde se > 1 .

Il valore verde sulla destra indica la % di setti murari verificati.

Dal confronto si può notare che ci sia stato un miglioramento sia sui valori minimi che sulla % di setti verificati.

7.5 MIGLIORAMENTO SISMICO GLOBALE

STATO ATTUALE

N°curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Mt	F/W	q(SLV)	q	PGA,CLV	TR,CLV	PVR,CLV	aV,PGA	aV,TR	VN,CLV	PGA,CLD	TR,CLD	PVR,CLD	aD,PGA	aD,TR
1	<input checked="" type="radio"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	A	+X		0.114	5.407	3.750	0.063	160	37.423	0.573	0.225	11	0.045	75	63.248	1.000	0.999
2	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	-X		0.171	4.607	3.750	0.073	237	27.139	0.664	0.333	17	0.051	99	53.190	1.133	1.317
3	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+Y		0.042	2.811	1.600	0.047	86	58.247	0.427	0.121	6	0.008	1	100.000	0.178	0.008
4	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	-Y		0.042	2.811	1.500	0.047	86	58.247	0.427	0.121	6	0.008	1	100.000	0.178	0.008
5	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	+X		0.163	2.676	3.750	0.066	185	33.389	0.600	0.259	13	0.067	185	33.382	1.489	2.462
6	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	-X		0.144	4.747	3.750	0.071	221	28.825	0.645	0.310	15	0.049	90	56.534	1.089	1.200
7	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	+Y		0.042	2.893	1.500	0.046	82	60.068	0.418	0.115	6	0.008	1	100.000	0.178	0.008
8	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	-Y		0.042	2.893	1.500	0.046	82	60.068	0.418	0.115	6	0.008	1	100.000	0.178	0.008

STATO PROGETTO

N°curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Mt	F/W	q(SLV)	q	PGA,CLV	TR,CLV	PVR,CLV	aV,PGA	aV,TR	VN,CLV	PGA,CLD	TR,CLD	PVR,CLD	aD,PGA	aD,TR
1	<input checked="" type="radio"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	A	+X		0.538	0.839	3.750	0.167	>=2475	2.985	1.518	3.476	174	0.167	>=2475	2.985	3.711	33.000
2	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	-X		0.571	0.824	3.750	0.167	>=2475	2.985	1.518	3.476	174	0.167	>=2475	2.985	3.711	33.000
3	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+Y		0.131	1.443	2.086	0.087	362	18.711	0.791	0.508	25	0.030	24	95.596	0.667	0.320
4	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	-Y		0.131	1.443	1.713	0.087	362	18.711	0.791	0.508	25	0.030	24	95.596	0.667	0.320
5	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	+X		0.593	0.843	3.750	0.167	>=2475	2.985	1.518	3.476	174	0.167	>=2475	2.985	3.711	33.000
6	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	-X		0.599	0.818	3.750	0.167	>=2475	2.985	1.518	3.476	174	0.167	>=2475	2.985	3.711	33.000
7	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	+Y		0.141	1.375	2.005	0.091	412	16.652	0.827	0.578	29	0.029	22	96.557	0.644	0.297
8	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	-Y		0.141	1.375	1.827	0.091	412	16.652	0.827	0.578	29	0.029	22	96.557	0.644	0.297

Come si può leggere dal confronto proposto è facilmente visibile l'intervento proposto garantisce:

- un adeguamento sismico per la struttura in elevazione agli SLV per la direzione X che allo stato attuale non soddisfaceva le NTC 08 mentre in modalità progetto si;
- un miglioramento sismico per la struttura in elevazione agli SLV per la direzione Y, garantendo un livello minimo pari al 79.1% rispetto ad un edificio nuovo.

Per il livello minimo di sicurezza non si fa riferimento ai valori emersi dall'analisi agli SLD in quanto non richiesto dalla normativa NTC 08 che al §8.3 fa specifico riferimento ai soli SLV.

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguiti con riferimento ai soli SLU, nel caso in cui si effettui la verifica anche nei confronti degli SLE i relativi livelli di prestazione possono essere stabiliti dal Progettista di concerto con il Committente.

Nel caso specifico il progettista ha voluto mettere a disposizione della committenza le risultanze dell'analisi SLD in modo da evidenziare che anche in questa condizione ci sia stato un notevole aumento del livello di sicurezza passando dal 17.8% al 64.4%, comunque superiore al livello del 60% ritenuto come riferimento minimo per le ordinanze commissariali valide nei comuni terremotati in seguito agli eventi sismici dell'Emilia 2012.

Si ricorda inoltre che nello stato di progetto sono state rimosse le carenze tipiche delle strutture prefabbricate e coincidenti con gli appoggi delle travi prefabbricate di copertura che ora presentano una connessione meccanica che impedirà eventuali fenomeni di perdita dell'appoggio degli elementi strutturali orizzontali.

Anche l'eliminazione di tali carenze rientra fra i requisiti minimi di agibilità sismica definitiva ai sensi della Legge 122/2012 emessa in seguito agli eventi sismici Emilia 2012.

Il comportamento globale è stato certificato dalla verifica dei cinematismi che nella configurazione di progetto è ampiamente soddisfatta migliorando la criticità iniziale dovuta ai pilastri in muratura.

7.6 INDICATORI DI RISCHIO SISMICO

Edificio Esistente in muratura

Determinazione dell'entità del miglioramento sismico complessivo dell'edificio *1

L'edificio risulta 'migliorato' qualora il valore dell'indicatore di rischio allo Stato dopo l'intervento sia maggiore rispetto allo Stato prima dell'intervento.

(data di creazione della presente scheda: 26/04/2017 , 11:10:17)

Stato di Progetto (dopo l'intervento):

Nome del file corrispondente:

per Analisi globale: 2017_011_ScuolaSalara_PRO_travi

per Analisi cinematica: 2017_011_ScuolaSalara_PRO_travi

Classe d'uso della costruzione (§2.4.2): III

Domanda: valori di riferimento delle accelerazioni e dei periodi di ritorno dell'azione sismica

Stato limite	Accelerazione (g)	T_{RD} (anni)
Stato Limite di Operatività (SLO)	$PGA_{DLO} = 0.038$	$T_{RDLO} = 45$
Stato Limite di Danno (SLD)	$PGA_{DLD} = 0.045$	$T_{RDLD} = 75$
Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)	$PGA_{DLV} = 0.110$	$T_{RDLV} = 712$

Tipo di analisi strutturale: *2

Analisi sismica statica non lineare (pushover)

Stato Attuale (prima dell'intervento):

Nome del file corrispondente:

per Analisi globale: 2017_011_ScuolaSalara_SA_travi

per Analisi cinematica: 2017_011_ScuolaSalara_SA_travi

Classe d'uso della costruzione: III

Domanda: valori di riferimento delle accelerazioni e dei periodi di ritorno dell'azione sismica

Stato limite	Accelerazione (g)	T_{RD} (anni)
Stato Limite di Operatività (SLO)	$PGA_{DLO} = 0.038$	$T_{RDLO} = 45$
Stato Limite di Danno (SLD)	$PGA_{DLD} = 0.045$	$T_{RDLD} = 75$
Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)	$PGA_{DLV} = 0.110$	$T_{RDLV} = 712$

Tipo di analisi strutturale:

Analisi sismica statica non lineare (pushover)

Edificio esistente: la sicurezza può valutarsi solo per SLU (SLV) [§8.3]

Capacità: accelerazione orizzontale di picco al suolo (PGA) e periodo di ritorno (TR)

PGA = accelerazione di picco al suolo su suolo rigido (roccia)

VERIFICHE DI DEFORMAZIONE (SPOSTAMENTI)*3:

Stato Limite di Operatività (SLO):

VERIFICA DI: Deformazione di danno		
PGA_{CLO} (g)	0.008	Prima dell'intervento
$\alpha_{O,PGA}$	0.211	
T_{RCLO} (anni)	0	
$\alpha_{O,TR}$	0.012	

PGA_{CLO} (g)	0.016	Dopo l'intervento
$\alpha_{O,PGA}$	0.421	
T_{RCLO} (anni)	4	
$\alpha_{O,TR}$	0.094	

Stato Limite di Danno (SLD):

VERIFICA DI: Deformazione di danno		
PGA_{CLD} (g)	0.008	Prima

α_D,PGA	0.178	dell'intervento
T_{RCLD} (anni)	0	
α_D,TR	0.008	
PGA_{CLD} (g)	0.029	Dopo
α_D,PGA	0.644	l'intervento
T_{RCLD} (anni)	22	
α_D,TR	0.297	

VERIFICHE DI RESISTENZA*4:**Stato Limite di Danno (SLD):**

VERIFICA DI:	Resistenza nel piano del pannello	Resistenza fuori piano del pannello	Deformazione nel piano del pannello	Cinematismo*5	Capacità limite del terreno	
PGA_{CLD} (g)	0.008	n.d.	0.008	n.d.	n.d.	Prima
α_D,PGA	0.178	n.d.	0.178	n.d.	n.d.	dell'intervento
T_{RCLD} (anni)	0	n.d.	0	n.d.	n.d.	
α_D,TR	0.008	n.d.	0.008	n.d.	n.d.	
PGA_{CLD} (g)	0.029	n.d.	0.029	n.d.	n.d.	Dopo
α_D,PGA	0.644	n.d.	0.644	n.d.	n.d.	l'intervento
T_{RCLD} (anni)	22	n.d.	22	n.d.	n.d.	
α_D,TR	0.297	n.d.	0.297	n.d.	n.d.	

Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):

VERIFICA DI:	Resistenza nel piano del pannello	Resistenza fuori piano del pannello	Deformazione nel piano del pannello	Cinematismo	Capacità limite del terreno	
PGA_{CLV} (g)	0.046	n.d.	0.046	n.d.	n.d.	Prima
α_V,PGA	0.418	n.d.	0.418	n.d.	n.d.	dell'intervento
T_{RCLV} (anni)	81	n.d.	81	n.d.	n.d.	
α_V,TR	0.115	n.d.	0.115	n.d.	n.d.	
PGA_{CLV} (g)	0.087	n.d.	0.087	n.d.	n.d.	Dopo
α_V,PGA	0.791	n.d.	0.791	n.d.	n.d.	l'intervento
T_{RCLV} (anni)	362	n.d.	362	n.d.	n.d.	
α_V,TR	0.508	n.d.	0.508	n.d.	n.d.	

Indicatori di rischio*6: Rapporto fra capacità e domanda:**Prima dell'intervento:****- in termini di PGA**

$$\alpha_O = 0.211 = (PGA_{CLO} / PGA_{DLO}) - \alpha_D = 0.178 = (PGA_{CLD} / PGA_{DLD}) - \alpha_V = 0.418 = (PGA_{CLV} / PGA_{DLV})$$

- in termini di T_R : $(TR_C / TR_D)^a$ > con $a=1$:

$$\alpha_O = 0.012 = (TR_{CLO} / TR_{DLO}) - \alpha_D = 0.008 = (TR_{CLD} / TR_{DLD}) - \alpha_V = 0.115 = (TR_{CLV} / TR_{DLV})$$

> con $a=0.41$:

$$\alpha_O = 0.163 = (TR_{CLO} / TR_{DLO})^{0.41} - \alpha_D = 0.138 = (TR_{CLD} / TR_{DLD})^{0.41} - \alpha_V = 0.412 = (TR_{CLV} / TR_{DLV})^{0.41}$$

Dopo l'intervento:**- in termini di PGA**

$$\alpha_O = 0.421 = (PGA_{CLO} / PGA_{DLO}) - \alpha_D = 0.644 = (PGA_{CLD} / PGA_{DLD}) - \alpha_V = 0.791 = (PGA_{CLV} / PGA_{DLV})$$

- in termini di T_R : $(TR_C / TR_D)^a$ > con $a=1$:

$$\alpha_O = 0.094 = (TR_{CLO} / TR_{DLO}) - \alpha_D = 0.297 = (TR_{CLD} / TR_{DLD}) - \alpha_V = 0.508 = (TR_{CLV} / TR_{DLV})$$

> con $a=0.41$:

$$\alpha_O = 0.379 = (TR_{CLO} / TR_{DLO})^{0.41} - \alpha_D = 0.608 = (TR_{CLD} / TR_{DLD})^{0.41} - \alpha_V = 0.758 = (TR_{CLV} / TR_{DLV})^{0.41}$$

Entità del Miglioramento Sismico*7: Rapporto fra Indicatori di rischio prima e dopo l'intervento, e Variazione dell'Indicatore di rischio nel passaggio dallo Stato Attuale allo Stato di Progetto:**- in termini di PGA:**

Stato Limite	(α dopo / α prima)	(α dopo - α prima)
SLO	1.995	0.210
SLD	3.618	0.466
SLV	1.892	0.373

- in termini di T_R

Stato Limite	(α dopo / α prima)	(α dopo - α prima)
SLO	7.833	0.082

SLD	37.125	0.289
SLV	4.417	0.393

Capacità della struttura in termini di Vita Nominale^{*8}:

Prima dell'intervento:

Coefficiente d'uso della costruzione (§2.4.2, 2.4.3) C_U : 1.5

Dati in input (domanda): Vita Nominale V_N (§2.4.1): 50 anni - Vita di Riferimento (§2.4.3) $V_R = V_N * C_U$: 75 anni

PV_R per SLV (definita in input): 10 %

Dai risultati dell'analisi: capacità in termini di periodo di ritorno $TR_{CLV} = 82$ anni

Dalla relazione: $TR = -V_R / \ln(1-PV_R)$, ponendo $TR=TR_{CLV}$ e assumendo PV_R per SLV definita in input, seguono la capacità della struttura in termini di Vita di Riferimento (V_{RC}) e quindi di Vita Nominale (V_{NC}):

$V_{RC} = 8.6$ anni, $V_{NC} = 5.8$ anni

Dopo l'intervento:

Coefficiente d'uso della costruzione (§2.4.2, 2.4.3) C_U : 1.5

Dati in input (domanda): Vita Nominale V_N (§2.4.1): 50 anni - Vita di Riferimento (§2.4.3) $V_R = V_N * C_U$: 75 anni

PV_R per SLV (definita in input): 10 %

Dai risultati dell'analisi: capacità in termini di periodo di ritorno $TR_{CLV} = 362$ anni

Dalla relazione: $TR = -V_R / \ln(1-PV_R)$, ponendo $TR=TR_{CLV}$ e assumendo PV_R per SLV definita in input, seguono la capacità della struttura in termini di Vita di Riferimento (V_{RC}) e quindi di Vita Nominale (V_{NC}):

$V_{RC} = 38.1$ anni, $V_{NC} = 25.4$ anni

NOTE sull'applicazione del software PCM @ AEDES

n.d. = parametro non disponibile: i risultati dell'analisi non sono stati rilevati.

^{*1} Per l'intervento di Miglioramento Sismico, il **confronto dei risultati fra 'prima dell'intervento'** (Stato Attuale, o in caso di edificio danneggiato: Stato Pre-sisma) e **'dopo l'intervento'** (edificio allo Stato di Progetto) è possibile solo se nei Parametri di Calcolo il file corrente di PCM è qualificato come Stato di Progetto ed inoltre è specificato il nome del file di riferimento per l'edificio allo Stato Attuale: in assenza di tale specifica, i risultati allo Stato Attuale non sono disponibili. Se il file corrente è uno Stato Attuale, i risultati allo Stato di Progetto non sono disponibili. I modelli allo Stato Attuale e allo Stato di Progetto devono essere caratterizzati da identici parametri sismici relativi alla pericolosità del sito di ubicazione dell'edificio e alla modalità di calcolo di PGA (tenendo conto o meno degli effetti di sito, attraverso il coefficiente S). E' invece possibile che gli Stati Attuale e di Progetto siano caratterizzati da diversa Classe d'Uso, con conseguenti differenti valori delle accelerazioni e dei periodi di ritorno dell'azione sismica corrispondenti agli stati limite di riferimento. I parametri completi relativi ai modelli Attuale e di Progetto dell'edificio sono riportati nella descrizione dei dati. Come specificato all'inizio di questo documento, l'edificio risulta 'migliorato' qualora il valore dell'indicatore di rischio allo Stato dopo l'intervento sia maggiore rispetto allo Stato prima dell'intervento. Alcune Norme richiedono un controllo sull'entità del miglioramento: ad es. secondo OPCM 4007/2012 l'Indicatore di rischio sismico allo Stato di Progetto deve aumentare di almeno 0.2 (+20%) rispetto allo Stato Attuale. Per tale motivo, l'**entità del miglioramento sismico** riportata in questa scheda di sintesi mostra sia il rapporto fra indicatori di rischio (Progetto / Attuale), sia la variazione (Progetto - Attuale).

^{*2} Le **analisi lineari** (statica o dinamica, che allo stato limite ultimo vengono eseguite con fattore di struttura q, derivante da analisi pushover o da formulazioni di Normativa), possono cogliere contemporaneamente tutti i tipi di comportamento: **Resistenza e Deformazione nel piano** del pannello (che assumono valori uguali: i due aspetti non sono scindibili ai fini dei risultati dell'analisi, derivanti dalle verifiche a PressoFlessione Complanare e a Taglio per scorrimento e/o per fessurazione diagonale), **Resistenza fuori piano** (da verifiche a PressoFlessione Ortogonale) e **Capacità limite del terreno** (SL di tipo geotecnico).

L'**analisi pushover** è finalizzata a cogliere il comportamento nel piano dell'edificio:

- allo stato limite ultimo SLV: **Resistenza e Deformazione nel piano** del pannello; i due risultati assumono valori uguali in quanto i due aspetti non sono scindibili: essi derivano dall'elaborazione della curva di capacità, che riassume il comportamento 'globale' della struttura, trasformata in oscillatore monodimensionale bilineare (elastoplastico) equivalente, utilizzato ai fini della definizione della domanda e del confronto con la capacità allo stato limite ultimo;

- agli stati limite di esercizio (SLO e SLD): **Deformazione di danno**, utilizzato ai fini della definizione della domanda e del confronto con la capacità allo stato limite di esercizio (SLO o SLD).

Per gli altri aspetti: **Resistenza fuori piano** e **Capacità limite del terreno** si fa riferimento all'analisi dinamica modale o (se non disponibile) all'analisi statica lineare, con fattore q che dovrà essere stato assunto coincidente con il fattore di struttura determinato in analisi pushover. Se un'analisi lineare con fattore di struttura q avente il valore calcolato in analisi pushover non è stata eseguita, questi risultati non sono disponibili. Se le verifiche di sicurezza riguardanti la resistenza fuori piano (PressoFlessione Ortogonale) sono svolte durante il procedimento non lineare, si può ritenere che la capacità calcolata dall'analisi pushover comprenda anche il comportamento fuori piano.

L'analisi pushover elabora una serie di curve, determinata dalle direzioni X e Y, dai versi + -, dalla presenza del momento torcente, e dal tipo di distribuzione di forze in elevazione, secondo le opzioni scelte nei Parametri di Calcolo. Fra tutte le curve elaborate, i risultati dell'analisi pushover (capacità in termini di PGA e TR, e corrispondente fattore di struttura q) sono riferiti alla curva con risultati più sfavorevoli.

^{*3} Le **Verifiche di Deformazione** (verifiche degli Spostamenti), secondo §7.3.7.2, devono essere eseguite: in **SLD**: per tutte le costruzioni; in **SLO**: per le **costruzioni di Classe d'uso III e IV**. Pertanto, per costruzioni di Classe d'uso I e II, i risultati delle verifiche degli spostamenti per SLO possono essere ignorati.

Per gli edifici esistenti, seguendo §8.3, è possibile che la valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi possano essere eseguiti con riferimento ai soli stati limite ultimi (per la muratura: SLV); nel caso in cui, invece, si effettui la verifica anche nei confronti degli stati limite di esercizio (SLO e SLD), i relativi livelli di prestazione potranno essere stabiliti dal Progettista di concerto con il Committente. In altre parole, è possibile che le verifiche di deformazione a SLO e SLD siano ignorate.

In ogni caso, PCM svolge le verifiche di deformazione a SLO e SLD per edifici esistenti adottando i medesimi criteri relativi ai nuovi edifici (specificati in §7.3.7.2).

^{*4} Le **Verifiche di Resistenza** devono essere eseguite: in **SLV**: per tutte le costruzioni [per gli edifici in muratura, si assume che la verifica a SLV implichi anche la verifica allo stato limite ultimo SLC (Stato Limite di Collasso SLC, §C8.7.1.1)]; in **SLD**: per le

costruzioni di Classe d'uso III e IV, secondo §7.3.7.1. Pertanto, per costruzioni di Classe d'uso I e II, i risultati delle verifiche di resistenza per SLD possono essere ignorati.

Per gli edifici esistenti, seguendo §8.3, è possibile che le verifiche di resistenza a SLD (stato limite di esercizio) siano ignorate. In ogni caso, PCM svolge le verifiche di resistenza a SLD per edifici esistenti adottando i medesimi criteri relativi ai nuovi edifici (specificati in §7.3.7.1).

*⁵ Per il **Cinematismo** (la cui valutazione riguarda solo gli Edifici Esistenti), viene fatto riferimento all'Analisi Cinematica (studio dei meccanismi di collasso [§C8A.4]). Le verifiche di resistenza riguardanti i Cinematismi vengono svolte sia per SLD che per SLV; è tuttavia possibile che i risultati si riferiscano al solo SLV, seguendo quanto indicato in §C8A.4.2.3, dove si afferma che nel caso di edifici esistenti in muratura la verifica allo Stato Limite di Danno dei meccanismi locali non è richiesta.

*⁶ L'**Indicatore di rischio**, consistente nel rapporto tra Capacità e Domanda, costituisce il risultato in sintesi dell'analisi sismica dell'edificio.

Il calcolo dell'indicatore di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda. Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni: a) capacità \geq domanda (in termini di spostamento); b) q^* (rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente) \leq 3.0 (§7.8.1.6).

Per tutti gli stati limite di riferimento (SLO, SLD e SLV), esso può essere espresso sia in termini di PGA che di TR; i due valori non sono uguali data la non linearità del legame fra PGA e TR, ma in ogni caso sono contemporaneamente maggiori o minori di 1. Per gli indicatori di rischio in termini di TR può essere richiesta (ad. es.: Regione Toscana, Istruzioni tecniche per edifici pubblici strategici e rilevanti) l'espressione con elevamento a potenza al coefficiente $a=0.41$ (derivato dall'analisi statistica delle curve di pericolosità a livello nazionale) al fine di ottenere una scala analoga a quella degli indicatori in PGA.

Il risultato coincide con il minimo indicatore di rischio fra tutte le verifiche eseguite per lo Stato Limite considerato. In particolare:

Per **SLO**, le verifiche sono solo per spostamenti ed il risultato può non essere considerato per costruzioni di Classe I e II.

Per **SLD**: per costruzioni di Classe III e IV, il valore minimo dell'indicatore è valutato sulle verifiche sia per spostamenti sia per resistenza, mentre per le altre costruzioni (Classe I e II) è valutato solo sulle verifiche per spostamenti, ignorando i risultati delle verifiche a SLD per resistenza. In ogni caso, quindi, il valore dell'indicatore α_D dovrà essere sempre considerato.

Per **SLV**, le verifiche sono solo per resistenza ed il risultato dovrà essere sempre considerato, qualunque sia la Classe della costruzione.

Per un Edificio Esistente sottoposto a Miglioramento, l'Indicatore di rischio allo Stato dopo l'intervento deve essere maggiore del corrispondente valore allo Stato prima dell'intervento. Negli interventi di Miglioramento, l'indicatore di rischio allo Stato dopo l'intervento può essere < 1.000 : è comunque necessario che sia maggiore corrispondente valore allo Stato prima dell'intervento.

*⁷ = l'**Entità del Miglioramento Sismico**, espressa come percentuale, come rapporto tra l'Indicatore di rischio dopo l'intervento e quello prima dell'intervento, sia come variazione (differenza fra Indicatore allo Stato di Progetto e Indicatore allo Stato Attuale). Per definizione, il Miglioramento sismico richiede che il rapporto tra l'Indicatore di rischio allo Stato di Progetto e quello allo Stato Attuale sia > 1 . L'Ordinanza 4007 del 29.2.2012 ha inoltre introdotto una quantificazione del miglioramento: secondo tale Norma, il Miglioramento sismico richiede che l'Indicatore di rischio allo Stato di Progetto sia ≥ 0.6 (60%) e che l'aumento della capacità non sia inferiore al 20% di quella del livello corrispondente all'adeguamento sismico: in altri termini, la variazione tra Indicatore di rischio allo Stato di Progetto e Indicatore di rischio allo Stato Attuale deve essere ≥ 0.2 .

La **completezza dei risultati** è assicurata nei seguenti casi:

- Analisi lineare (statica o dinamica): si è eseguita l'analisi sia allo Stato Attuale (o Pre-sisma), sia allo Stato di Progetto (per un confronto attendibile, l'analisi deve essere la stessa in entrambi gli Stati); il fattore q può essere tratto dalla Normativa (senza quindi la necessità di un'analisi pushover); si sono inoltre calcolati i cinematismi sia allo Stato Attuale sia allo Stato di Progetto.
- Analisi pushover: si è eseguita l'analisi sia allo Stato Attuale, sia allo Stato di Progetto; si è quindi eseguita un'analisi lineare (statica o dinamica) nei due Stati (per un confronto attendibile, l'analisi deve essere la stessa in entrambi gli Stati) utilizzando, per le verifiche allo stato limite ultimo, il fattore q calcolato in analisi pushover; si sono inoltre calcolati i cinematismi sia allo Stato Attuale sia allo Stato di Progetto.

Per quanto riguarda l'**intervallo di calcolo dei periodi di ritorno**: il D.M. 14.1.2008 definisce un periodo di ritorno compreso tra 30 e 2475 anni. Se dal calcolo risulta una capacità in termini di TR superiore a 2475 anni, si pone $TR=2475$ come limite superiore. Per quanto riguarda il limite inferiore, è possibile considerare valori di TR minori di 30 anni con riferimento al Programma di ricerca DPC-ReLUIIS (Unità di Ricerca CNR-ITC): viene adottata un'estrapolazione mediante una regressione sui tre valori di hazard $ag(30)$, $ag(50)$ e $ag(75)$, effettuata con la funzione di potenza: $ag(TR)=k \cdot TR^\alpha$. L'intervallo di calcolo di TR è quindi $[1,2475]$; ne consegue che la capacità in termini di PGA può assumere anche valori minori di quello corrispondente a $TR=30$ anni.

*⁸ La **capacità della struttura in termini di Vita Nominale (V_{NC})** si identifica con la Vita Nominale che è possibile assegnare alla struttura, in conseguenza del periodo di ritorno sostenibile TR_{CLV} , mantenendo nel corrispondente periodo di riferimento $V_{RC} (=V_{NC} \cdot C_U)$ la probabilità di superamento PV_R definita in input per lo Stato Limite ultimo SLV. Per una valutazione del valore ottenuto per V_{NC} relativa a beni monumentali, si tenga presente che valori della vita nominale maggiori di 20 anni possono considerarsi ammissibili per un manufatto tutelato (§2.4 Direttiva P.C.M 9.2.2011). Se risulta: $TR_{CLV} \geq 2475$ anni, si potrà considerare un valore della vita nominale \geq del limite V_{NC} riportato nella scheda (corrispondente a $TR=2475$ anni: $V_{NC} \geq 2475 \cdot -\ln(1-PV_R) / C_U$).

Compilazione di schede tecniche per Interventi di Miglioramento.

Gli **Indirizzi per l'esecuzione degli interventi di cui in OPCM 3790/2009** (Riparazione con miglioramento sismico di edifici danneggiati), relativi agli eventi sismici de L'Aquila del 6 aprile 2009, prevedono, al punto **H**), la compilazione della scheda tecnica di "**Determinazione dell'entità del miglioramento sismico complessivo dell'edificio**". I parametri richiesti per i risultati dell'analisi si riferiscono allo stato limite ultimo (SLV) e considerano l'indicatore di rischio in termini di PGA.

Per quanto riguarda la simbologia utilizzata in PCM, si è fatto in generale riferimento ai documenti più recenti del settore (attuazione OPCM 3790/2009), adottando un criterio coerente fra i diversi SL. Alcune equivalenze significative fra diverse espressioni delle stesse grandezze (ove non coincidenti con la simbologia adottata da PCM) sono le seguenti:

$TR_{SLV} \equiv TR_{CLV}$ (capacità in termini di periodo di ritorno allo stato limite SLV)

$TR_{SLV,RIF} \equiv TR_{DLV}$ (domanda in termini di periodo di ritorno allo stato limite SLV \equiv TR di riferimento)

8. DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA

8.1 ES – DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



Figura – Edificio oggetto di intervento – Prospetto principale – PORZIONE A (in rosso) e B (in blu)



Figura – Edificio oggetto di intervento - PORZIONE A (in rosso) e B (in blu)



PORZIONE A – Orditura del solaio di copertura con travi a doppia pendenza ed individuazione schematica delle carenze da rimuovere.



PORZIONE A – Particolare del collo di fondazione.

8.2 ES - QUADRO FESSURATIVO E DI DEGRADO

Come è possibile vedere dalle immagini proposte, non sono presenti fessure, lesioni o fenomeni di degrado tali da far presupporre uno stato di sofferenza degli elementi strutturali portanti sia verticali che orizzontali.