

Committente :



MINISTERO DELLA DIFESA
Ufficio Autonomo Lavori - G.M. per M.D.
Via Firenze, 35 - 00184 - Roma

Progetto : **PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICO ECONOMICA**
LAVORI DI AMMODERNAMENTO E RINNOVAMENTO STRUTTURALE ED IMPIANTISTICO
DEL FABBRICATO "EX TEATRO" PER LA REALIZZAZIONE DI UN CENTRO SPORTIVO
ADIBITO ALLA PREPARAZIONE DEL PERSONALE MILITARE ALLE P.E.F.O.
CIG : B10CA30BA1

Descrizione elaborato : **ELABORATO DESCRITTIVO**
RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE



Progettista :

DAI
S R L

Viale di Trastevere 143,
00153 Roma
P.IVA 14823911004
Tel. +39 06 64561239
daisrl@aruba.pec.it
info@daisrl.com

Timbri e Firme :

Responsabile della progettazione

Ing. Matteo Domenicucci
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma n. 42898



REV	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
00	27/11/2024	Prima emissione	M.D.	M.D.	M.D.
01	29/01/2025	Integrazione	M.D.	M.D.	M.D.
02	26/02/2025	Integrazione	M.D.	M.D.	M.D.
Codice elaborato : PFTE-PAL-REL-STR-001		Livello progettuale : PFTE	Scala : -	Elaborato : STR-01	

Sommario

PREMESSA	5
A- NUOVO SOLAIO PIANO PRIMO	5
1 DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA	5
2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO	7
3 MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO	7
4 TERRENO DI FONDAZIONE	9
5 ANALISI DEI CARICHI	10
6 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA	10
6.1 Verifiche di regolarità	11
6.1.1 Regolarità della struttura in pianta	11
6.1.2 Regolarità della struttura in altezza	11
6.2 Classe di duttilità	11
6.3 Spettri di Progetto per S.L.U. e S.L.D.	12
6.3.1 Stato Limite di Danno	13
6.3.2 Stato Limite di salvaguardia della Vita.....	13
6.4 Metodo di Analisi	13
6.5 Valutazione degli spostamenti	14
6.6 Combinazione delle componenti dell'azione sismica	14
6.7 Eccentricità accidentali	15
7 AZIONI SULLA STRUTTURA	15
7.1 Stato Limite di Salvaguardia della Vita	15
7.2 Stato Limite di Danno	17
7.3 Stati Limite di Esercizio	17
7.3.1 Azione.....	17
8 CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO	18
8.1 Denominazione	18
8.2 Sintesi delle funzionalità generali	18
8.3 Sistemi di Riferimento	18
8.3.1 Riferimento globale.....	18
8.3.2 Riferimento locale per travi	19
8.3.3 Riferimento locale per pilastri.....	19
8.3.4 Riferimento locale per pareti	20
8.3.5 Riferimento locale per solette e platee	21
8.4 Modello di Calcolo	21
9 9 PROGETTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	22
9.1 Verifiche di Resistenza	23

9.1.1	Elementi in C.A.....	23
9.1.2	Elementi in Acciaio.....	23
9.2	Verifiche SLD	24
9.3	DETTAGLI STRUTTURALI	24
10	ROGETTO E VERIFICA DEI COLLEGAMENTI	24
10.1	Collegamenti in acciaio	24
11	VERIFICA DEI CONNETTORI A TAGLIO.....	26
12	TABULATI DI CALCOLO.....	44
B-	MIGLIORAMENTO SISMICO	44
1	DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA.....	44
2	INTRODUZIONE.....	47
3	RISULTATI DEL METODO CONVENZIONALE STATO DI FATTO.....	47
3.1	Determinazione della classe IS-V	47
3.2	Determinazione della classe PAM.....	48
4	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	56
5	MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO.....	56
5.1	Fragili.....	58
6	LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA	58
6.1	Procedure per la valutazione della sicurezza e la redazione dei progetti	59
7	TERRENO DI FONDAZIONE.....	59
8	ANALISI DEI CARICHI	60
9	AZIONI SULLA STRUTTURA	60
9.1	Stato Limite di Salvaguardia della Vita.....	60
9.2	Stati Limite di Esercizio.....	61
9.2.1	Azione	62
9.3	Azione della Neve.....	62
9.3.2	Coperture adiacenti ed effetti locali.....	64
10	CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO	64
10.1	Denominazione.....	64
10.2	Sintesi delle funzionalità generali	64
10.3	Sistemi di Riferimento.....	65
10.3.1	Riferimento globale.....	65
10.3.2	Riferimento locale per travi	65
10.3.3	Riferimento locale per pilastri.....	66
10.3.4	Riferimento locale per pareti	66
10.3.5	Riferimento locale per solette e platee.....	67
10.4	Modello di Calcolo	67

11	<i>PROGETTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI.....</i>	68
11.1	Verifiche di Resistenza	69
11.1.1	Elementi in C.A.....	69
11.2	Travi	70
11.2.1	Pilastri	70
11.2.2	Nodi	70
11.2.3	Pareti in C.A.	70
11.2.4	Fondazioni	70
11.2.5	Elementi in Acciaio.....	70
11.3	DETTAGLI STRUTTURALI	71
12	<i>TABULATI DI CALCOLO.....</i>	72
	<i>CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI.....</i>	72
1	<i>NORMATIVE DI RIFERIMENTO.....</i>	72
2	<i>STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)</i>	73
3	<i>CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU TERRENI.....</i>	74
4	<i>VERIFICA A CARICO LIMITE DELLE FONDAZIONE (SLU)</i>	86
	<i>FONDAZIONI QUADRATE O RETTANGOLARI.....</i>	86
	<i>FONDAZIONI CIRCOLARI</i>	87
5	<i>VERIFICA A SLITTAMENTO</i>	87
C-	<i>SCALA DI SICUREZZA.....</i>	112
1	<i>DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA.....</i>	112
2	<i>QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO ADOTTATO.....</i>	112
2.1	AZIONI DI PROGETTO SULLA COSTRUZIONE.....	112
3	<i>MODELLO NUMERICO.....</i>	113
3.1.1	Tipo di analisi strutturale.....	113
3.1.2	Informazioni sul codice di calcolo	113
3.1.3	Affidabilità dei codici utilizzati.....	113
4	<i>MODELLAZIONE DELLE AZIONI</i>	114
5	<i>COMBINAZIONI E/O PERCORSI DI CARICO.....</i>	114
6	<i>VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI.....</i>	116
7	<i>VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO</i>	116
8	<i>NORMATIVA DI RIFERIMENTO</i>	117
9	<i>CARATTERISTICHE MATERIALI UTILIZZATI.....</i>	119
9.1	LEGENDA TABELLA DATI MATERIALI	119
10	<i>MODELLAZIONE DELLE SEZIONI.....</i>	125
10.1	LEGENDA TABELLA DATI SEZIONI	125
11	<i>MODELLAZIONE STRUTTURA: NODI</i>	128

11.1	LEGENDA TABELLA DATI NODI	128
11.1.1	TABELLA DATI NODI.....	128
12	MODELLAZIONE STRUTTURA: ELEMENTI TRAVE.....	130
12.1	TABELLA DATI TRAVI	130
13	MODELLAZIONE STRUTTURA: ELEMENTI SHELL.....	133
13.1	LEGENDA TABELLA DATI SHELL	133
14	MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA: ELEMENTI SOLAIO-PANNELLO..	135
14.1	LEGENDA TABELLA DATI SOLAI-PANNELLI.....	135
15	MODELLAZIONE DELLE AZIONI.....	139
15.1	LEGENDA TABELLA DATI AZIONI.....	139
16	SCHEMATIZZAZIONE DEI CASI DI CARICO	142
16.1	LEGENDA TABELLA CASI DI CARICO	142
17	DEFINIZIONE DELLE COMBINAZIONI	144
17.1	LEGENDA TABELLA COMBINAZIONI DI CARICO	144
18	AZIONE SISMICA	151
18.1	VALUTAZIONE DELL' AZIONE SISMICA	151
18.1.1	Parametri della struttura.....	151
D-	TETTOIA RSU	153
1	VERIFICHE DI RESISTENZA AD SLD ELEMENTI IN ACCIAIO.....	153
1.1	LEGENDA TABELLA VERIFICHE PER ELEMENTI IN ACCIAIO	153

PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto la descrizione dei principi generali del calcolo e verifica delle strutture relative alla progettazione dei lavori di ammodernamento e rinnovamento strutturale ed impiantistico del fabbricato "Ex Teatro" per la realizzazione di un centro sportivo adibito alla preparazione del personale militare alle P.E.F.O. all'interno del compendio immobiliare denominato Palazzo Esercito sede dello Stato Maggiore della Difesa.

Come anticipato, trattandosi di un edificio vincolato ai sensi del D.L. 42/04 art. 12, come previsto dalla D.P.C.M. 9 febbraio 2011 si è optato per un intervento di miglioramento sismico, anziché di adeguamento, al fine di evitare interventi contrari ai criteri di conservazione del patrimonio culturale.

Descrizione della struttura e descrizione degli interventi

Prima della descrizione della struttura si vuole sottolineare come la progettazione della stessa sia avvenuta rispettando le logiche che rispondono ai criteri della progettazione in zona sismica (vedi gerarchia delle resistenze) ed in particolare nel rispetto delle nuove Norme Tecniche delle Costruzioni 2018.

In base alla nuova classificazione sismica del territorio della Regione Lazio (D.G.R. Lazio n. 387 del 22 maggio 2009) il I Municipio, e quindi l'area oggetto dell'intervento, è collocato nella zona sismica 3, sottozona A.

L'edificio attualmente presenta una struttura in c.a. a telaio, si sviluppa su due livelli, con quote di finito al piano terra sfalsate (0.00 m e +0.35 m) per la presenza di un pavimento flottante; porzione del piano terra si trova alla quota +1.38 m (ex zona palco) e solo tale porzione di edificio presenta un piano semi-interrato con quota di calpestio a -1.52 m al quale si accede con una scala a chiocciola dall'esterno.

Il secondo livello dell'edificio si sviluppa anch'esso su differenti livelli: una porzione alla quota +3.81 m (parte di tale porzione è un controsoffitto non praticabile del piano terra), ed una alla quota di finito +4.11 m (zona sopra palco).

Il progetto strutturale nel suo complesso si articola nella realizzazione dei seguenti interventi:

- Realizzazione ex novo di una struttura intelaiata in acciaio, all'interno di quella esistente, con la creazione di un solaio intermedio praticabile;
- miglioramento sismico del fabbricato esistente;
- realizzazione scala esterna in acciaio;
- realizzazione struttura area rifiuti in acciaio;

Di seguito si riportano per capitoli i risultati progettuali dei sopracitati interventi.

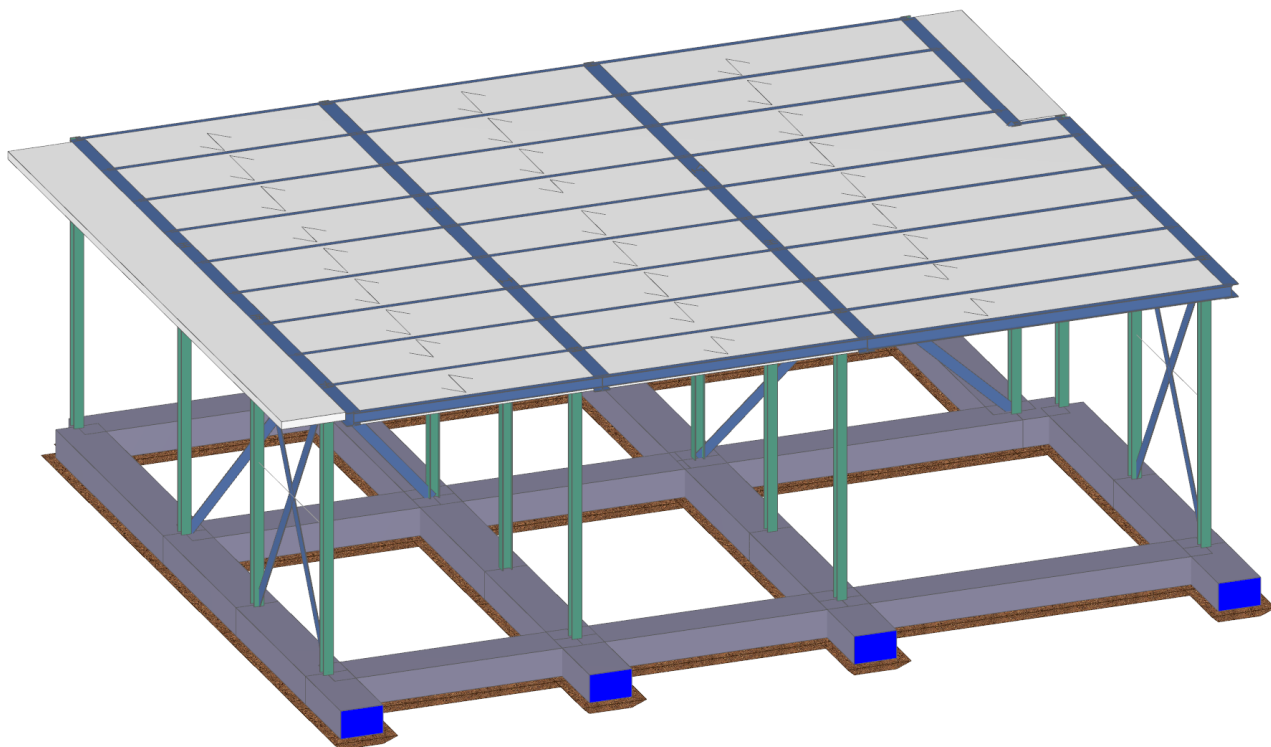
A- NUOVO SOLAIO PIANO PRIMO

1 DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

Vengono riportate di seguito due viste assonometriche contrapposte, allo scopo di consentire una migliore comprensione della struttura oggetto della presente relazione:

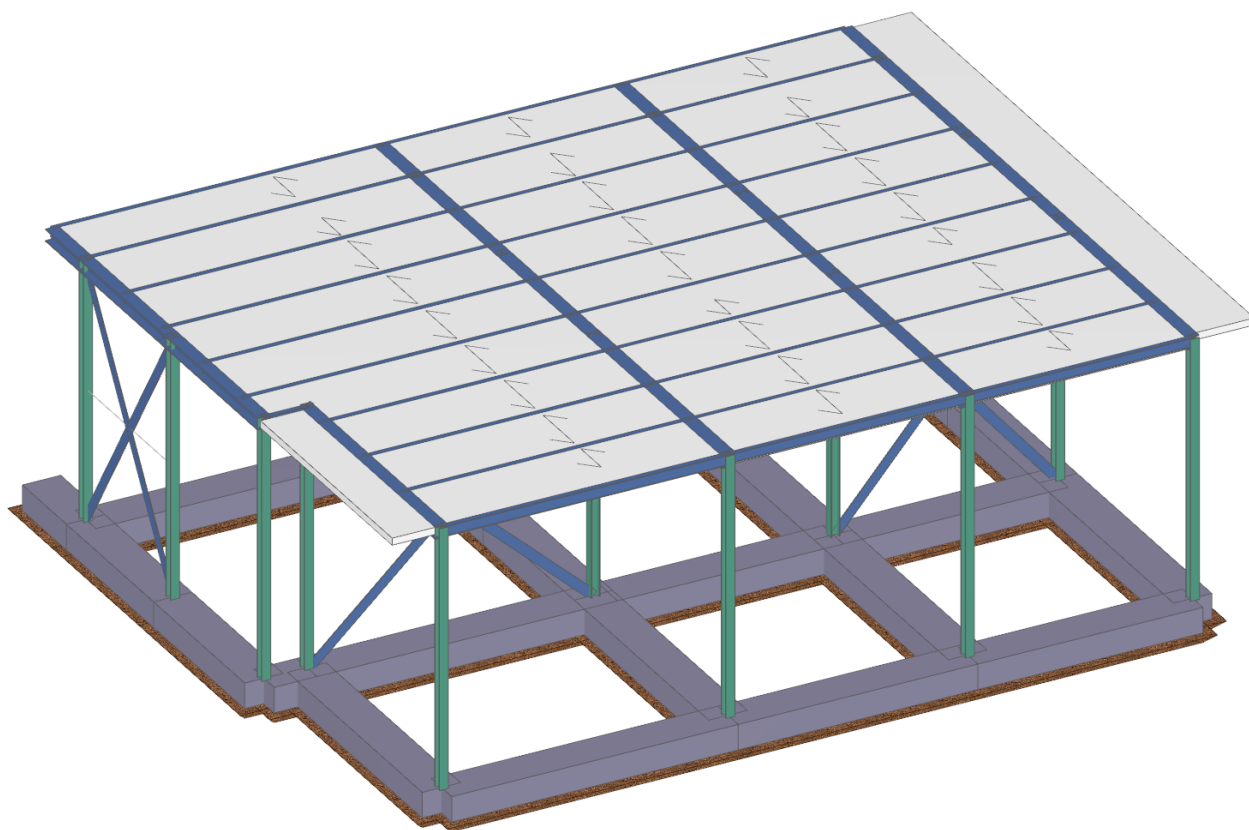
Vista Anteriore

La direzione di visualizzazione (bisettrice del cono ottico), relativamente al sistema di riferimento globale 0,X,Y, Z, ha versore (1;1;-1)



Vista Posteriore

La direzione di visualizzazione (bisettrice del cono ottico), relativamente al sistema di riferimento globale $0, X, Y, Z$, ha versore $(-1; -1; -1)$



2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel prosieguo della presente relazione:

Legge 5 novembre 1971 n. 1086 (G.U. 21 dicembre 1971 n. 321)

“Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.

Legge 2 febbraio 1974 n. 64 (G.U. 21 marzo 1974 n. 76)

“Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.

Indicazioni progettive per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.

D. M. Infrastrutture Trasporti 17/01/2018 (G.U. 20/02/2018 n. 42 - Suppl. Ord. n. 8)

“Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni”.

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nelle seguenti norme:

Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. (G.U. Serie Generale n. 35 del 11/02/2019 - Suppl. Ord. n. 5)

Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

Eurocodice 3 - “Progettazione delle strutture in acciaio” - EN 1993-1-1.

3 MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO

Tutti i materiali strutturali impiegati devono essere muniti di marcatura "CE", ed essere conformi alle prescrizioni del "REGOLAMENTO (UE) N. 305/2011 DEL PARLAMENTO EUROPEO E DEL CONSIGLIO del 9 marzo 2011", in merito ai prodotti da costruzione.

Per la realizzazione dell'opera in oggetto saranno impiegati i seguenti materiali:

MATERIALI CALCESTRUZZO ARMATO

Caratteristiche calcestruzzo armato															
N _{id}	g _k	α _{T,i}	E	G	C _{Erid}	Stz	R _{ck}	R _{cm}	%R _{ck}	g _c	f _{cd}	f _{ctd}	f _{ctm}	N	n Ac
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[%]		[N/mm ²]	[N/mm ²]			[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		
C25/30_B450C - (C25/30)															
001	25.000	0,000010	31.447	13.103	60	P	30,00	-	0,85	1,50	14,11	1,19	3,07	15	002

LEGENDA:

- N_{id}** Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
- g_k** Peso specifico.
- α_{T,i}** Coefficiente di dilatazione termica.
- E** Modulo elastico normale.
- G** Modulo elastico tangenziale.
- C_{Erid}** Coefficiente di riduzione del Modulo elastico normale per Analisi Sismica [E_{sisma} = E·C_{Erid}].
- Stz** Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
- R_{ck}** Resistenza caratteristica cubica.
- R_{cm}** Resistenza media cubica.
- %R_{ck}** Percentuale di riduzione della R_{ck}
- g_c** Coefficiente parziale di sicurezza del materiale.
- f_{cd}** Resistenza di calcolo a compressione.
- f_{ctd}** Resistenza di calcolo a trazione.
- f_{ctm}** Resistenza media a trazione per flessione.
- n Ac** Identificativo, nella relativa tabella materiali, dell'acciaio utilizzato: [-] = parametro NON significativo per il materiale.

MATERIALI ACCIAIO

Caratteristiche acciaio																	
N _{id}	g _k	α _{T,i}	E	G	Stz	LMT	f _{yk}	f _{tk}	f _{yd}	f _{td}	g _s	g _{M1}	g _{M2}	g _{M3,SL} V	g _{M3,SL} E	g _{M7} NCnt	Cnt
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		[mm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]							
Acciaio B450C - Acciaio in Tondini - (B450C)																	
002	78.500	0,000010	210.000	80.769	P	-	450,00	-	391,30	-	1,15	-	-	-	-	-	-
S355 - Acciaio per Profilati - (S355)																	
003	78.500	0,000012	210.000	80.769	P	40	355,00	510,00	338,10	-	1,05	1,05	1,25	-	-	-	-
8.8 - Acciaio per Bulloni - (8.8)																	

Caratteristiche acciaio

N _{id}	g _k	α _{T,i}	E	G	Stz	LMT	f _{yk}	f _{tk}	f _{yd}	f _{td}	g _s	g _{M1}	g _{M2}	Caratteristiche acciaio			
														g _{M3,SLV}	g _{M3,SLE}	NCnt	Cnt
004	78.500	0,000012	210.000	80.769	-	-	640,00	800,00	512,00	-	1,25	-	-	1,25	1,10	1,10	1,00
S355 - Acciaio per Saldature - (S355)																	
005	78.500	0,000012	210.000	80.769	-	-	355,00	510,00	338,10	-	1,05	1,05	1,25	-	-	-	-
S355 - Acciaio per Piastre - (S355)																	
006	78.500	0,000012	210.000	80.769	-	40	355,00	510,00	338,10	-	1,05	1,05	1,25	-	-	-	-
						80	335,00	470,00	319,05								

LEGENDA:

- N_{id}** Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
g_k Peso specifico.
α_{T,i} Coefficiente di dilatazione termica.
E Modulo elastico normale.
G Modulo elastico tangenziale.
Stz Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
LMT Campo di validità in termini di spessore t, (per profili, piastre, saldature) o diametro, d (per bulloni, tondini, chiodi, viti, spinotti)
f_{yk} Resistenza caratteristica allo snervamento
f_{tk} Resistenza caratteristica a rottura
f_{yd} Resistenza di calcolo
f_{td} Resistenza di calcolo a Rottura (Bulloni).
g_s Coefficiente parziale di sicurezza allo SLV del materiale.
g_{M1} Coefficiente parziale di sicurezza per instabilità.
g_{M2} Coefficiente parziale di sicurezza per sezioni tese indebolite.
g_{M3,SLV} Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLV (Bulloni).
g_{M3,SLE} Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLE (Bulloni).
g_{M7} Coefficiente parziale di sicurezza precario di bulloni ad alta resistenza (Bulloni - NCnt = con serraggio NON controllato; Cnt = con serraggio controllato). [-] = parametro NON significativo per il materiale.
NOTE [-] = Parametro non significativo per il materiale.

TENSIONI AMMISSIBILI ALLO SLE DEI VARI MATERIALI

Materiale	SL	Tensioni ammissibili allo SLE dei vari materiali	
		Tensione di verifica	S _{d,amm} [N/mm ²]
C25/30 B450C	Caratteristica(RARA) Quasi permanente	Compressione Calcestruzzo	14,94
		Compressione Calcestruzzo	11,21
Acciaio B450C	Caratteristica(RARA)	Trazione Acciaio	360,00

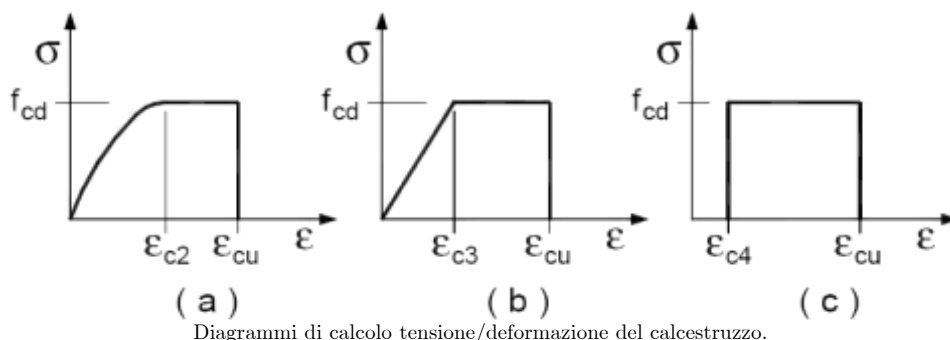
LEGENDA:

- SL** Stato limite di esercizio per cui si esegue la verifica.
S_{d,amm} Tensione ammissibile per la verifica.

I valori dei parametri caratteristici dei suddetti materiali sono riportati anche nei “*Tabulati di calcolo*”, nella relativa sezione.

Tutti i materiali impiegati dovranno essere comunque verificati con opportune prove di laboratorio secondo le prescrizioni della vigente Normativa.

diagrammi costitutivi degli elementi in calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al §4.1.2.1.2.1 del D.M. 2018; in particolare per le verifiche effettuate a pressoflessione retta e pressoflessione deviata è adottato il modello (a) riportato nella seguente figura.



Diagrammi di calcolo tensione/deformazione del calcestruzzo.

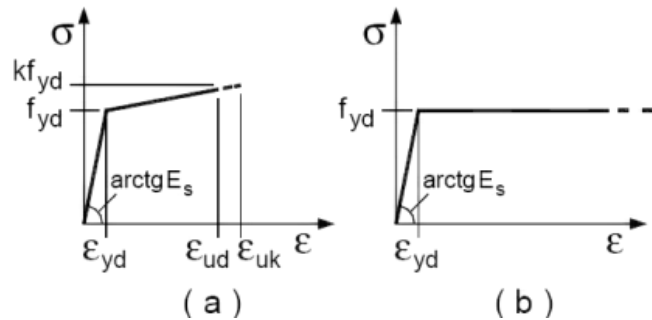
I valori di deformazione assunti sono:

$$e_{c2} = 0,0020;$$

$$e_{cu2} = 0,0035.$$

I diagrammi costitutivi dell'acciaio sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al §4.1.2.1.2.2 del D.M. 2018; in particolare è adottato il modello elasticamente plastico tipo (b) rappresentato nella figura sulla destra.

La resistenza di calcolo è data da f_{yk}/g_s . Il coefficiente di sicurezza g_s si assume pari a 1,15.



4 TERRENO DI FONDAZIONE

Le proprietà meccaniche dei terreni sono state investigate mediante specifiche prove mirate alla misurazione della velocità delle onde di taglio negli strati del sottosuolo. In particolare, è stata calcolata una velocità di propagazione equivalente delle onde di taglio con la seguente relazione (eq. [3.2.1] D.M. 2018):

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

dove:

- h_i è lo spessore dell'i-simo strato;
- $V_{S,i}$ è la velocità delle onde di taglio nell'i-simo strato;
- N è il numero totale di strati investigati;
- H è la profondità del substrato con $V_s \geq 800$ m/s.

Le proprietà dei terreni sono, quindi, state ricondotte a quelle individuate nella seguente tabella, ponendo $H = 30$ m nella relazione precedente ed ottenendo il parametro $V_{S,30}$.

Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato (Tab. 3.2.II D.M. 2018)

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Anmassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Le indagini effettuate, mirate alla valutazione della velocità delle onde di taglio ($V_{S,30}$), permettono di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell'azione sismica, di categoria **C** [**C - Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti**].

Le costanti di sottofondo (alla Winkler) del terreno sono state corrette secondo la seguente espressione:

$$K = c \cdot K_1;$$

dove:

K_1 = costante di Winkler del terreno riferita alla piastra standard di lato $b = 30$ cm;

c = coefficiente di correzione, funzione del comportamento del terreno e della particolare geometria degli elementi di fondazione. Nel caso di "Riduzione Automatica" è dato dalle successive espressioni (Rif. *Evaluation of coefficients of subgrade reaction K. Terzaghi, 1955 p. 315*):

$$c = \left[\frac{(B + b)^2}{2 \cdot B} \right]$$

per terreni incoerenti

$$c = \left(\frac{L/B + 0,5}{1,5 \cdot L/B} \right) \cdot \frac{b}{B}$$

per terreni coerenti

Essendo:

b = 0,30 m, dimensione della piastra standard;

L = lato maggiore della fondazione;

B = lato minore della fondazione.

Nel caso di stratigrafia la costante di sottofondo utilizzata nel calcolo delle **sollecitazioni** è quella del terreno a contatto con la fondazione, mentre nel calcolo dei **cedimenti** la costante di sottofondo utilizzata è calcolata come media pesata delle costanti di sottofondo presenti nel volume significativo della fondazione.

Tutti i parametri che caratterizzano i terreni di fondazione sono riportati nei "Tabulati di calcolo", nella relativa sezione. Per ulteriori dettagli si rimanda alle relazioni geologica e geotecnica.

5 ANALISI DEI CARICHI

Un'accurata valutazione dei carichi è un requisito imprescindibile di una corretta progettazione, in particolare per le costruzioni realizzate in zona sismica. Essa, infatti, è fondamentale ai fini della determinazione delle forze sismiche, in quanto incide sulla valutazione delle masse e dei periodi propri della struttura dai quali dipendono i valori delle accelerazioni (ordinate degli spettri di progetto).

La valutazione dei carichi e dei sovraccarichi è stata effettuata in accordo con le disposizioni del punto 3.1 del **D.M. 2018**. In particolare, è stato fatto utile riferimento alle Tabelle 3.1.I e 3.1.II del D.M. 2018, per i pesi propri dei materiali e per la quantificazione e classificazione dei sovraccarichi, rispettivamente.

La valutazione dei carichi permanenti è effettuata sulle dimensioni definitive.

Le analisi effettuate, corredate da dettagliate descrizioni, oltre che nei "Tabulati di calcolo" nella relativa sezione, sono di seguito riportate:

ANALISI CARICHI

N _{id}	T. C.	Descrizione del Carico	Tipologie di Carico	Peso Proprio		Permanente NON Strutturale		Sovraccarico Accidentale		Carico Neve
				Descrizione	PP	Descrizione	PNS	Descrizione	SA	
001	S	Lam.Grec.-Cls col. Palestra H20	Locali Pubblici	Contributo della maniera grecata e del cls alleggerito	5.100	Dato dai tramezzi, massetto e pavimento e controsoffittatura	2.300	Suscettibilità affollamento	5.000	0
002	S	Lam.Grec.-Cls col.PALESTRA SBALZO	Scale, balconi, ballatoi (Cat. A)	Solaio misto in acciaio-calcestruzzo costituito da lamiera grecata tipo A55/P600 HI-BOND di spessore 8/10 e soletta in c.a. collaborante di spessore 6,5 cm (5,5+6,5)	5.100	Pavimento, sottofondo e controsoffittatura	2.300	Balconi, ballatoi e scale comuni di abitazioni (Cat. A – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	5.000	0

LEGENDA:

N_{id} Numero identificativo dell'analisi di carico.

T. C. Identificativo del tipo di carico: [S] = Superficiale - [L] = Lineare - [C] = Concentrato.

PP, PNS, SA Valori, rispettivamente, del Peso Proprio, del Sovraccarico Permanente NON strutturale, del Sovraccarico Accidentale. Secondo il tipo

di carico indicato nella colonna "T.C." ("S" - "L" - "C"), i valori riportati nelle colonne "PP", "PNS" e "SA", sono espressi in [N/m²] per carichi Superficiali, [N/m] per carichi Lineari, [N] per carichi Concentrati.

6 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al §3.2 del D.M. 2018.

In particolare il procedimento per la definizione degli spettri di progetto per i vari Stati Limite per cui sono state effettuate le verifiche è stato il seguente:

- definizione della Vita Nominale e della Classe d'Uso della struttura, il cui uso combinato ha portato alla definizione del Periodo di Riferimento dell'azione sismica;
- individuazione, tramite latitudine e longitudine, dei parametri sismici di base a_g , F_0 e T_c^* per tutti e quattro

gli Stati Limite previsti (SLO, SLD, SLV e SLC); l'individuazione è stata effettuata interpolando tra i 4 punti più vicini al punto di riferimento dell'edificio;

- determinazione dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica;
- calcolo del periodo T_c corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello Spettro.

I dati così calcolati sono stati utilizzati per determinare gli Spettri di Progetto nelle verifiche agli Stati Limite considerate.

Si riportano di seguito le coordinate geografiche del sito rispetto al Datum **ED50**:

Latitudine	Longitudine	Altitudine
[°]	[°]	[m]
41.904280	12.494269	54

6.1 Verifiche di regolarità

Sia per la scelta del metodo di calcolo, sia per la valutazione del fattore di comportamento adottato, deve essere effettuato il controllo della regolarità della struttura.

La tabella seguente riepiloga, per la struttura in esame, le condizioni di regolarità in pianta ed in altezza soddisfatte.

6.1.1 REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN PIANTA	
La distribuzione di masse e rigidezze è approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali e la forma in pianta è compatta, ossia il contorno di ogni orizzontamento è convesso; il requisito può ritenersi soddisfatto, anche in presenza di rientranze in pianta, quando esse non influenzano significativamente la rigidezza nel piano dell'orizzontamento e, per ogni rientranza, l'area compresa tra il perimetro dell'orizzontamento e la linea convessa circoscritta all'orizzontamento non supera il 5% dell'area dell'orizzontamento	SI
Il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4	SI
Ciascun orizzontamento ha una rigidezza nel proprio piano tanto maggiore della corrispondente rigidezza degli elementi strutturali verticali da potersi assumere che la sua deformazione in pianta influenzi in modo trascurabile la distribuzione delle azioni sismiche tra questi ultimi e ha resistenza sufficiente a garantire l'efficacia di tale distribuzione	SI
6.1.2 REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN ALTEZZA	
Tutti i sistemi resistenti alle azioni orizzontali si estendono per tutta l'altezza della costruzione o, se sono presenti parti aventi differenti altezze, fino alla sommità della rispettiva parte dell'edificio	SI
Massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base	SI
Il rapporto tra la capacità e la domanda allo SLV non è significativamente diverso, in termini di resistenza, per orizzontamenti successivi (tale rapporto, calcolato per un generico orizzontamento, non deve differire più del 30% dall'analogo rapporto calcolato per l'orizzontamento adiacente); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti	SI
Eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengano con continuità da un orizzontamento al successivo; oppure avvengano in modo che il rientro di un orizzontamento non superi il 10% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante, né il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro orizzontamenti, per il quale non sono previste limitazioni di restringimento	SI

La rigidezza è calcolata come rapporto fra il taglio complessivamente agente al piano e d , spostamento relativo di piano (il taglio di piano è la sommatoria delle azioni orizzontali agenti al di sopra del piano considerato).

Tutti i valori calcolati ed utilizzati per le verifiche sono riportati nei "*Tabulati di calcolo*" nella relativa sezione.

La struttura è pertanto:

in pianta REGOLARE	in altezza REGOLARE
------------------------------	-------------------------------

6.2 Classe di duttilità

La classe di duttilità è rappresentativa della capacità dell'edificio di dissipare energia in campo anelastico per azioni cicliche ripetute.

Le deformazioni anelastiche devono essere distribuite nel maggior numero di elementi duttili, in particolare le travi, salvaguardando in tal modo i pilastri e soprattutto i nodi travi pilastro che sono gli elementi più fragili.

Il D.M. 2018 definisce due tipi di comportamento strutturale:

- a) comportamento strutturale non-dissipativo;
- b) comportamento strutturale dissipativo.

Per strutture con comportamento strutturale dissipativo si distinguono due livelli di Capacità Dissipativa o Classi di Duttilità (CD).

- CD "A" (Alta);
- CD "B" (Media).

La differenza tra le due classi risiede nell'entità delle plasticizzazioni cui ci si riconduce in fase di progettazione; per ambedue le classi, onde assicurare alla struttura un comportamento dissipativo e duttile evitando rotture fragili e la formazione di meccanismi instabili impreveduti, si fa ricorso ai procedimenti tipici della gerarchia delle resistenze.

La struttura in esame è stata progettata in classe di duttilità **nessuna "NON Dissipativa"**. Nella valutazione della domanda per strutture a comportamento **NON Dissipativo** tutte le membrature e i collegamenti rimangono in campo sostanzialmente elastico. La domanda derivante dall'azione sismica e dalle altre azioni è calcolata, in funzione dello stato limite cui ci si riferisce, ma indipendentemente dalla tipologia strutturale e senza tener conto delle non linearità del materiale, attraverso un modello elastico.

6.3 Spettri di Progetto per S.L.U. e S.L.D.

L'edificio è stato progettato per una **Vita Nominale** pari a **50** e per **Classe d'Uso** pari a **4**.

In base alle indagini geognostiche effettuate si è classificato il **suolo** di fondazione di **categoria C**, cui corrispondono i seguenti valori per i parametri necessari alla costruzione degli spettri di risposta orizzontale e verticale:

Stato Limite	a_g/g	F_0	T^*_c [s]	C_c	T_b [s]	T_c [s]	T_b [s]	Parametri di pericolosità sismica	
								S_s	S_s
SLO	0.0584	2.506	0.275	1.61	0.147	0.442	1.834	1.50	1.50
SLD	0.0713	2.530	0.283	1.59	0.150	0.451	1.885	1.50	1.50
SLV	0.1471	2.618	0.308	1.55	0.159	0.477	2.189	1.47	1.47
SLC	0.1799	2.613	0.319	1.53	0.163	0.489	2.320	1.42	1.42

SLO	SLD	SLV	SLC
Parametri indipendenti $a_g = 0.075g$ $F_0 = 2.624$ $T^*_c = 0.284s$	Parametri indipendenti $a_g = 0.089g$ $F_0 = 2.580$ $T^*_c = 0.289s$	Parametri indipendenti $a_g = 0.174g$ $F_0 = 2.624$ $T^*_c = 0.320s$	Parametri indipendenti $a_g = 0.187g$ $F_0 = 2.623$ $T^*_c = 0.325s$
Parametri dipendenti $S = 1.75$ $T_b = 0.08s$ $T_c = 0.31s$ $SeT_{max} = 0.344$ $T_d = 1.899s$	Parametri dipendenti $S = 1.84$ $T_b = 0.12s$ $T_c = 0.31s$ $SeT_{max} = 0.412$ $T_d = 1.956s$	Parametri dipendenti $S = 1.89$ $T_b = 0.12s$ $T_c = 0.37s$ $SeT_{max} = 0.863$ $T_d = 2.297s$	Parametri dipendenti $S = 1.91$ $T_b = 0.14s$ $T_c = 0.34s$ $SeT_{max} = 0.937$ $T_d = 2.350s$

Per la definizione degli spettri di risposta, oltre all'accelerazione (a_g) al suolo (dipendente dalla classificazione sismica del Comune) occorre determinare il Fattore di Comportamento (q).

Il Fattore di comportamento q è un fattore riduttivo delle forze elastiche introdotto per tenere conto delle capacità dissipative della struttura che dipende dal sistema costruttivo adottato, dalla Classe di Duttilità e dalla regolarità in altezza.

Si è inoltre assunto il **Coefficiente di Amplificazione Topografica** (S_T) pari a **1.00**.

Tali succitate caratteristiche sono riportate negli allegati “*Tabulati di calcolo*” al punto “DATI GENERALI ANALISI SISMICA”.

Per la struttura in esame sono stati utilizzati i seguenti valori:

6.3.1 Stato Limite di Danno

Fattore di Comportamento (q_x) per sisma orizzontale in direzione X: **1.00**;
 Fattore di Comportamento (q_y) per sisma orizzontale in direzione Y: **1.00**;
 Fattore di Comportamento (q_z) per sisma verticale: **1.00** (se richiesto).

6.3.2 Stato Limite di salvaguardia della Vita

Fattore di Comportamento (q_x) per sisma orizzontale in direzione X: **1.500** ;
 Fattore di Comportamento (q_y) per sisma orizzontale in direzione Y: **1.500** ;
 Fattore di Comportamento (q_z) per sisma verticale: **1.00** (se richiesto).

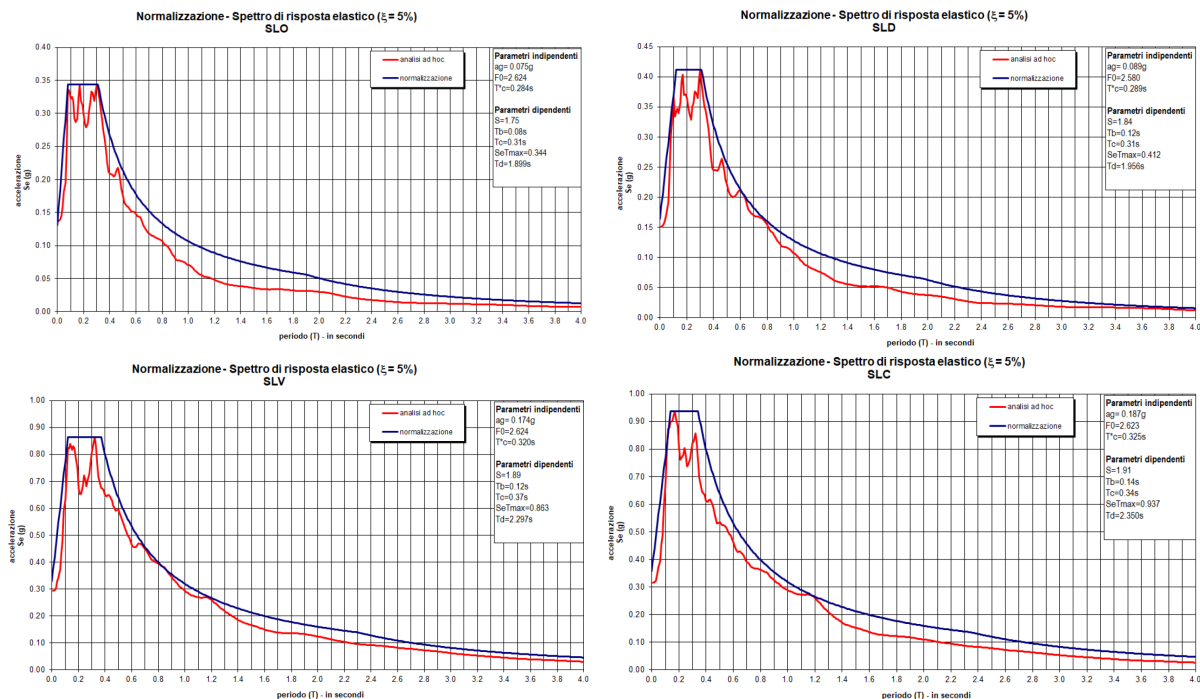
Di seguito si esplicita il calcolo del fattore di comportamento per il sisma orizzontale:

Tipologia (§7.5.2.2 D.M. 2018)	Dir. X	Dir. Y
	A telaio	A telaio
Tipologia strutturale	-	-
a_u/a_l	1	1
q_o	4.000	4.000
k_R	-	-

Per strutture a comportamento strutturale non dissipativo si adotta un fattore di comportamento q_{ND} , ridotto rispetto al valore minimo relativo alla CD”B” (Tab. 7.3.II), secondo la relazione (7.3.2) del §7.3.1 del D.M. 2018:

$$1 \leq q_{ND} = (2/3) \cdot q_{o,CD”B”} \leq 1,5$$

Gli spettri utilizzati sono riportati nella successiva figura.



6.4 Metodo di Analisi

Il calcolo delle azioni sismiche è stato eseguito in analisi dinamica modale, considerando il comportamento della

struttura in regime elastico lineare.

Il numero di **modi di vibrazione** considerato (15) ha consentito, nelle varie condizioni, di mobilitare le seguenti percentuali delle masse della struttura:

Stato Limite	Direzione Sisma	%
salvaguardia della vita	X	98.05
salvaguardia della vita	Y	97.82
salvaguardia della vita	Z	100.00
salvaguardia della vita	Torsionale	9.54

Per valutare la risposta massima complessiva di una generica caratteristica E, conseguente alla sovrapposizione dei modi, si è utilizzata una tecnica di combinazione probabilistica definita CQC (*Complete Quadratic Combination - Combinazione Quadratica Completa*):

$$E = \sqrt{\sum_{i,j=1,n} \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j} \quad \rho_{ij} = \frac{8 \cdot \xi^2 \cdot (1 + \beta_{ij}) \cdot \beta_{ij}^{3/2}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4 \cdot \xi^2 \cdot \beta_{ij} \cdot (1 + \beta_{ij})^2} \quad \beta_{ij} = \frac{T_j}{T_i}$$

dove:

- n è il numero di modi di vibrazione considerati;
- x è il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente espresso in percentuale;
- b_{ij} è il rapporto tra le frequenze di ciascuna coppia i-j di modi di vibrazione.

Le sollecitazioni derivanti da tali azioni sono state composte poi con quelle derivanti da carichi verticali, orizzontali non sismici secondo le varie combinazioni di carico probabilistiche. Il calcolo è stato effettuato mediante un programma agli elementi finiti le cui caratteristiche verranno descritte nel seguito.

Il calcolo degli effetti dell'azione sismica è stato eseguito con riferimento alla struttura spaziale, tenendo conto degli elementi interagenti fra loro secondo l'effettiva realizzazione escludendo i tamponamenti. Non ci sono approssimazioni su tetti inclinati, piani sfalsati o scale, solette, pareti irrigidenti e nuclei.

Si è tenuto conto delle deformabilità taglianti e flessionali degli elementi monodimensionali; muri, pareti, setti, solette sono stati correttamente schematizzati tramite elementi finiti a tre/quattro nodi con comportamento a guscio (sia a piastra che a lastra).

Sono stati considerati sei gradi di libertà per nodo; in ogni nodo della struttura sono state applicate le forze sismiche derivanti dalle masse circostanti.

Le sollecitazioni derivanti da tali forze sono state poi combinate con quelle derivanti dagli altri carichi come prima specificato.

6.5 Valutazione degli spostamenti

Gli spostamenti d_E della struttura sotto l'azione sismica di progetto allo SLV sono stati ottenuti moltiplicando per il fattore μ_d i valori d_{Ee} ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione seguente:

$$d_E = \pm m_d \cdot d_{Ee}$$

dove

$$\begin{aligned} m_d &= q & \text{se } T_1 \geq T_C; \\ m_d &= 1 + (q-1) \cdot T_C / T_1 & \text{se } T_1 < T_C. \end{aligned}$$

In ogni caso m_d ≤ 5q - 4.

6.6 Combinazione delle componenti dell'azione sismica

Le azioni orizzontali dovute al sisma sulla struttura vengono convenzionalmente determinate come agenti separatamente in due direzioni tra loro ortogonali prefissate. In generale, però, le componenti orizzontali del sisma devono essere considerate come agenti simultaneamente. A tale scopo, la combinazione delle componenti orizzontali dell'azione sismica è stata tenuta in conto come segue:

- gli effetti delle azioni dovuti alla combinazione delle componenti orizzontali dell'azione sismica sono stati valutati mediante le seguenti combinazioni:

$$E_{EdX} \pm 0,30E_{EdY} \quad E_{EdY} \pm 0,30E_{EdX}$$

dove:

E_{EdX} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione dell'azione sismica lungo l'asse orizzontale X scelto della struttura;

E_{EdY} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione dell'azione sismica lungo l'asse orizzontale Y scelto della struttura.

L'azione sismica verticale deve essere considerata in presenza di: elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, elementi pressoché orizzontali precompressi, elementi a sbalzo pressoché orizzontali con luce maggiore di 5 m, travi che sostengono colonne, strutture isolate.

La combinazione della componente verticale del sisma, qualora portata in conto, con quelle orizzontali è stata tenuta in conto come segue:

- gli effetti delle azioni dovuti alla combinazione delle componenti orizzontali e verticali del sisma sono stati valutati mediante le seguenti combinazioni:

$$E_{EdX} \pm 0,30E_{EdY} \pm 0,30E_{EdZ} \quad E_{EdY} \pm 0,30E_{EdX} \pm 0,30E_{EdZ} \quad E_{EdZ} \pm 0,30E_{EdX} \pm 0,30E_{EdY}$$

dove:

E_{EdX} e E_{EdY} sono gli effetti dell'azione sismica nelle direzioni orizzontali prima definite;

E_{EdZ} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione della componente verticale dell'azione sismica di progetto.

6.7 Eccentricità accidentali

Per valutare le eccentricità accidentali, previste in aggiunta all'eccentricità effettiva. Inoltre, sono state amplificate le forze agenti tramite il fattore $d=1+0,6 \cdot x/L_e$, dove (cfr. § 4.3.3.2.4 UNI EN 1998-1:2005):

x è la distanza dell'elemento resistente verticale dal baricentro geometrico dell'edificio, misurata perpendicolarmente alla direzione dell'azione sismica considerata;

L_e è la distanza tra i due elementi resistenti più lontani, misurata allo stesso modo.

7 AZIONI SULLA STRUTTURA

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 2018. I carichi agenti sui solai, derivanti dall'analisi dei carichi, vengono ripartiti dal programma di calcolo in modo automatico sulle membrature (travi, pilastri, pareti, solette, platee, ecc.).

I carichi dovuti ai tamponamenti, sia sulle travi di fondazione che su quelle di piano, sono schematizzati come carichi lineari agenti esclusivamente sulle aste.

Su tutti gli elementi strutturali è inoltre possibile applicare direttamente ulteriori azioni concentrate e/o distribuite (variabili con legge lineare ed agenti lungo tutta l'asta o su tratti limitati di essa).

Le azioni introdotte direttamente sono combinate con le altre (carichi permanenti, accidentali e sisma) mediante le combinazioni di carico di seguito descritte; da esse si ottengono i valori probabilistici da impiegare successivamente nelle verifiche.

7.1 Stato Limite di Salvaguardia della Vita

Le azioni sulla costruzione sono state cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

Per gli stati limite ultimi sono state adottate le combinazioni del tipo:

$$g_{G1} \cdot G_1 + g_{G2} \cdot G_2 + g_P \cdot P + g_{Q1} \cdot Q_{K1} + g_{Q2} \cdot Y_{02} \cdot Q_{K2} + g_{Q3} \cdot Y_{03} \cdot Q_{K3} + \dots \quad (1)$$

dove:

- G_1 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo);
- G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;

- Q** azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:
- di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
 - di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile;
- g_s, g_i, g_p coefficienti parziali come definiti nella Tab. 2.6.I del D.M. 2018;
- y_{oi} sono i coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

Le **28 combinazioni** risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico elementare: ciascuna condizione di carico accidentale, a rotazione, è stata considerata sollecitazione di base (Q_{ki} nella formula precedente).

I coefficienti relativi a tali combinazioni di carico sono riportati negli allegati "*Tabulati di calcolo*".

In zona sismica, oltre alle sollecitazioni derivanti dalle generiche condizioni di carico statiche, devono essere considerate anche le sollecitazioni derivanti dal sisma. L'azione sismica è stata combinata con le altre azioni secondo la seguente relazione:

$$G_1 + G_2 + P + E + S_i y_{2i} Q_{ki};$$

dove:

- E** rappresenta l'azione sismica per lo stato limite in esame;
- G₁** rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G₂** rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P** rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;
- y_{2i}** coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_i ;
- Q_{ki}** valore caratteristico dell'azione variabile Q_i .

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_K + S_i (y_{2i} Q_{ki}).$$

I valori dei coefficienti y_{2i} sono riportati nella seguente tabella:

Categoria/Azione	y_{2i}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,3
Categoria B - Uffici	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,6
Categoria E - Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	0,8
Categoria F - Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,6
Categoria G - Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,3
Categoria H - Coperture	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	*
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)	*
Vento	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,2
Variazioni termiche	0,0
* "Da valutarsi caso per caso"	

Le verifiche strutturali e geotecniche delle fondazioni, sono state effettuate con l'**Approccio 2** come definito al §2.6.1 del D.M. 2018, attraverso la combinazione **A1+M1+R3**. Le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 definiti nella Tab. 6.2.I del D.M. 2018.

I valori di resistenza del terreno sono stati ridotti tramite i coefficienti della colonna M1 definiti nella Tab. 6.2.II del D.M. 2018.

I valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per i coefficienti R3 della Tab. 6.4.I del D.M. 2018 per le fondazioni superficiali.

Si è quindi provveduto a progettare le armature di ogni elemento strutturale per ciascuno dei valori ottenuti secondo le modalità precedentemente illustrate. Nella sezione relativa alle verifiche dei “*Tabulati di calcolo*” in allegato sono riportati, per brevità, i valori della sollecitazione relativi alla combinazione cui corrisponde il minimo valore del coefficiente di sicurezza.

7.2 Stato Limite di Danno

L'azione sismica, ottenuta dallo spettro di progetto per lo Stato Limite di Danno, è stata combinata con le altre azioni mediante una relazione del tutto analoga alla precedente:

$$G_1 + G_2 + P + E + S_i y_{2i} \cdot Q_{ki};$$

dove:

- E rappresenta l'azione sismica per lo stato limite in esame;
- G₁ rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G₂ rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;
- y_{2i} coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_i;
- Q_{ki} valore caratteristico dell'azione variabile Q_i.

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_K + S_i (y_{2i} \cdot Q_{ki}).$$

I valori dei coefficienti y_{2i} sono riportati nella tabella di cui allo SLV.

7.3 Stati Limite di Esercizio

Allo Stato Limite di Esercizio le sollecitazioni con cui sono state semiprogettate le aste in c.a. sono state ricavate applicando le formule riportate nel D.M. 2018 al §2.5.3. Per le verifiche agli stati limite di esercizio, a seconda dei casi, si fa riferimento alle seguenti combinazioni di carico:

rara	frequente	quasi permanente
$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$	$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$	$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

dove:

- G_{kj}: valore caratteristico della j-esima azione permanente;
- P_{kh}: valore caratteristico della h-esima deformazione impressa;
- Q_{k1}: valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;
- Q_{ki}: valore caratteristico della i-esima azione variabile;
- y_{0i}: coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili di durata breve ma ancora significativi nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili;
- y_{1i}: coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;
- y_{2i}: coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Ai coefficienti y_{0i}, y_{1i}, y_{2i} sono attribuiti i seguenti valori:

7.3.1 Azione	y _{0i}	y _{1i}	y _{2i}
Categoria A – Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B – Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C – Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D – Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H – Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2

Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0
---------------------	-----	-----	-----

In maniera analoga a quanto illustrato nel caso dello SLU le combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico; a turno ogni condizione di carico accidentale è stata considerata sollecitazione di base [Q_{k1} nella formula (1)], con ciò dando origine a tanti valori combinati. Per ognuna delle combinazioni ottenute, in funzione dell'elemento (trave, pilastro, etc...) sono state effettuate le verifiche allo SLE (tensioni, deformazioni e fessurazione).

Negli allegati "*Tabulati Di Calcolo*" sono riportanti i coefficienti relativi alle combinazioni di calcolo generate relativamente alle combinazioni di azioni "Quasi Permanente" (1), "Frequente" (3) e "Rara" (2).

Nelle sezioni relative alle verifiche allo SLE dei citati tabulati, inoltre, sono riportati i valori delle sollecitazioni relativi alle combinazioni che hanno originato i risultati più gravosi.

8 CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO

8.1 Denominazione

Nome del Software	8.1.1.1.1.1 EdiLus
Versione	usBIM(g)
Caratteristiche del Software	Software per il calcolo di strutture agli elementi finiti per Windows
Numero di serie	11120559
Produzione e Distribuzione	ACCA software S.p.A. Contrada Rosole 13 83043 BAGNOLI IRPINO (AV) - Italy Tel. 0827/69504 r.a. - Fax 0827/601235 e-mail: info@acca.it - Internet: www.acca.it

8.2 Sintesi delle funzionalità generali

Il pacchetto consente di modellare la struttura, di effettuare il dimensionamento e le verifiche di tutti gli elementi strutturali e di generare gli elaborati grafici esecutivi.

È una procedura integrata dotata di tutte le funzionalità necessarie per consentire il calcolo completo di una struttura mediante il metodo degli elementi finiti (FEM); la modellazione della struttura è realizzata tramite elementi Beam (travi e pilastri) e Shell (platee, pareti, solette, setti, travi-parete).

L'input della struttura avviene per oggetti (travi, pilastri, solai, solette, pareti, etc.) in un ambiente grafico integrato; il modello di calcolo agli elementi finiti, che può essere visualizzato in qualsiasi momento in una apposita finestra, viene generato dinamicamente dal software.

Apposite funzioni consentono la creazione e la manutenzione di archivi Sezioni, Materiali e Carichi; tali archivi sono generali, nel senso che sono creati una tantum e sono pronti per ogni calcolo, potendoli comunque integrare/modificare in ogni momento.

L'utente non può modificare il codice ma soltanto eseguire delle scelte come:

- definire i vincoli di estremità per ciascuna asta (vincoli interni) e gli eventuali vincoli nei nodi (vincoli esterni);
- modificare i parametri necessari alla definizione dell'azione sismica;
- definire condizioni di carico;
- definire gli impalcati come rigidi o meno.

Il programma è dotato di un manuale tecnico ed operativo. L'assistenza è effettuata direttamente dalla casa produttrice, mediante linea telefonica o e-mail.

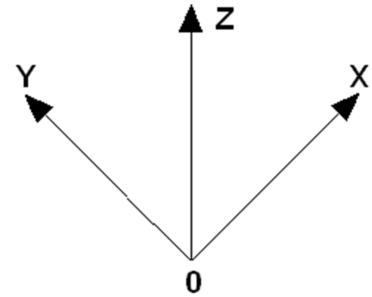
Tutti i risultati del calcolo sono forniti, oltre che in formato numerico, anche in formato grafico permettendo così di evidenziare agevolmente eventuali incongruenze.

Il programma consente la stampa di tutti i dati di input, dei dati del modello strutturale utilizzato, dei risultati del calcolo e delle verifiche dei diagrammi delle sollecitazioni e delle deformate.

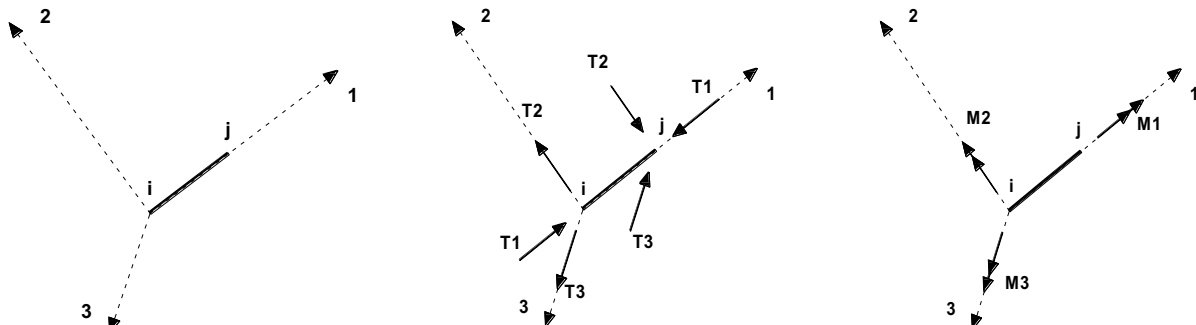
8.3 Sistemi di Riferimento

8.3.1 Riferimento globale

Il sistema di riferimento globale, rispetto al quale va riferita l'intera struttura, è costituito da una terna di assi cartesiani sinistrorsa O, X, Y, Z (X, Y, e Z sono disposti e orientati rispettivamente secondo il pollice, l'indice ed il medio della mano destra, una volta posizionati questi ultimi a 90° tra loro).



8.3.2 Riferimento locale per travi



L'elemento Trave è un classico elemento strutturale in grado di ricevere Carichi distribuiti e Carichi Nodali applicati ai due nodi di estremità; per effetto di tali carichi nascono, negli estremi, sollecitazioni di taglio, sforzo normale, momenti flettenti e torcenti.

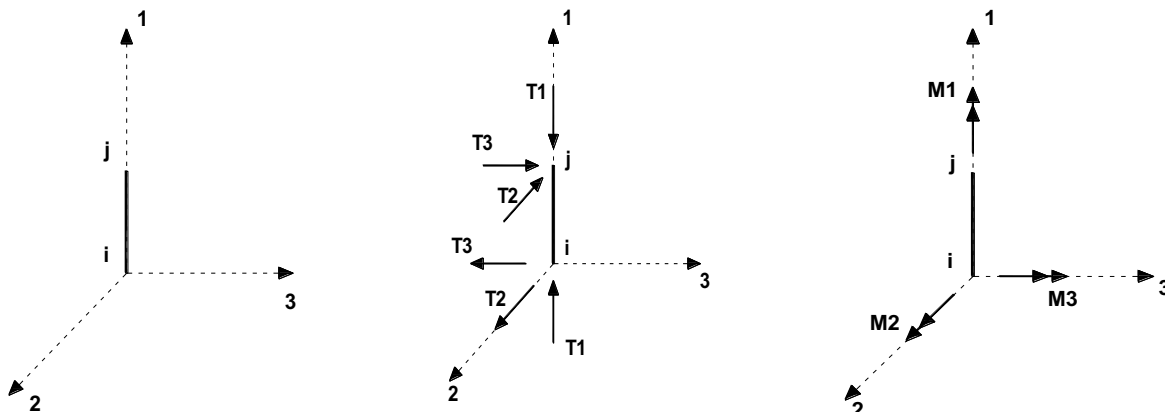
Definiti i e j (nodi iniziale e finale della Trave) viene individuato un sistema di assi cartesiani 1-2-3 locale all'elemento, con origine nel Nodo i così composto:

- asse 1 orientato dal nodo i al nodo j;
- assi 2 e 3 appartenenti alla sezione dell'elemento e coincidenti con gli assi principali d'inerzia della sezione stessa.

Le sollecitazioni verranno fornite in riferimento a tale sistema di riferimento:

1. Sollecitazione di Trazione o Compressione T_1 (agente nella direzione i-j);
2. Sollecitazioni taglianti T_2 e T_3 , agenti nei due piani 1-2 e 1-3, rispettivamente secondo l'asse 2 e l'asse 3;
3. Sollecitazioni che inducono flessione nei piani 1-3 e 1-2 (M_2 e M_3);
4. Sollecitazione torcente M_1 .

8.3.3 Riferimento locale per pilastri



Definiti i e j come i due nodi iniziale e finale del pilastro, viene individuato un sistema di assi cartesiani 1-2-3 locale all'elemento, con origine nel Nodo i così composto:

- asse 1 orientato dal nodo i al nodo j ;
- asse 2 perpendicolare all' asse 1, parallelo e discorde all'asse globale Y ;
- asse 3 che completa la terna destrorsa, parallelo e concorde all'asse globale X .

Tale sistema di riferimento è valido per Pilastri con angolo di rotazione pari a '0' gradi; una rotazione del pilastro nel piano XY ha l'effetto di ruotare anche tale sistema (ad es. una rotazione di '90' gradi porterebbe l'asse 2 a essere parallelo e concorde all'asse X , mentre l'asse 3 sarebbe parallelo e concorde all'asse globale Y). La rotazione non ha alcun effetto sull'asse 1 che coinciderà sempre e comunque con l'asse globale Z .

Per quanto riguarda le sollecitazioni si ha:

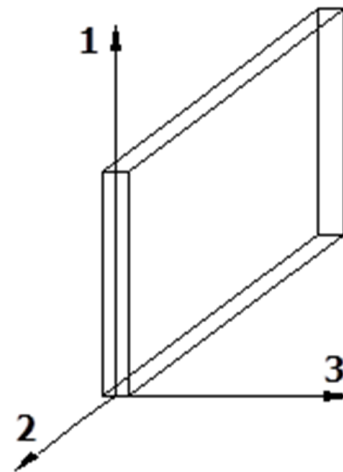
- una forza di trazione o compressione T_1 , agente lungo l'asse locale 1;
- due forze taglianti T_2 e T_3 agenti lungo i due assi locali 2 e 3;
- due vettori momento (flettente) M_2 e M_3 agenti lungo i due assi locali 2 e 3;
- un vettore momento (torcente) M_1 agente lungo l'asse locale nel piano 1.

8.3.4 Riferimento locale per pareti

Una parete è costituita da una sequenza di setti; ciascun setto è caratterizzato da un sistema di riferimento locale 1-2-3 così individuato:

- asse 1, coincidente con l'asse globale Z ;
- asse 2, parallelo e discorde alla linea d'asse della traccia del setto in pianta;
- asse 3, ortogonale al piano della parete, che completa la terna levogira.

Su ciascun setto l'utente ha la possibilità di applicare uno o più carichi uniformemente distribuiti comunque orientati nello spazio; le componenti di tali carichi possono essere fornite, a discrezione dell'utente, rispetto al riferimento globale X,Y,Z oppure rispetto al riferimento locale 1,2,3 appena definito.



Si rende necessario, a questo punto, meglio precisare le modalità con cui EdiLus restituisce i risultati di calcolo. Nel modello di calcolo agli elementi finiti ciascun setto è discretizzato in una serie di elementi tipo "shell" interconnessi; il solutore agli elementi finiti integrato nel programma EdiLus, definisce un riferimento locale per ciascun elemento shell e restituisce i valori delle tensioni esclusivamente rispetto a tali riferimenti.

Il software EdiLus provvede ad omogeneizzare tutti i valori riferendoli alla terna 1-2-3. Tale operazione consente, in fase di input, di ridurre al minimo gli errori dovuti alla complessità d'immissione dei dati stessi ed allo stesso tempo di restituire all'utente dei risultati facilmente interpretabili.

Tutti i dati cioè, sia in fase di input che in fase di output, sono organizzati secondo un criterio razionale vicino al modo di operare del tecnico e svincolato dal procedimento seguito dall'elaboratore elettronico.

In tal modo ad esempio, il significato dei valori delle tensioni può essere compreso con immediatezza non solo dal progettista che ha operato con il programma ma anche da un tecnico terzo non coinvolto nell'elaborazione; entrambi, così, potranno controllare con facilità dal tabulato di calcolo, la congruità dei valori riportati.

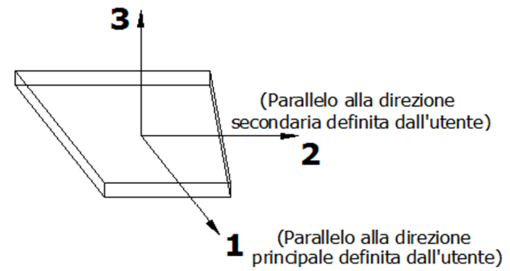
Un'ultima notazione deve essere riservata alla modalità con cui il programma fornisce le armature delle pareti, con riferimento alla faccia anteriore e posteriore.

La faccia anteriore è quella di normale uscente concorde all'asse 3 come prima definito o, identicamente, quella posta alla destra dell'osservatore che percorresse il bordo superiore della parete concordemente al verso di tracciamento.

8.3.5 Riferimento locale per solette e platee

Ciascuna soletta e platea è caratterizzata da un sistema di riferimento locale 1,2,3 così definito:

- asse 1, coincidente con la direzione principale di armatura;
- asse 2, coincidente con la direzione secondaria di armatura;
- asse 3, ortogonale al piano della parete, che completa la terna levogira.



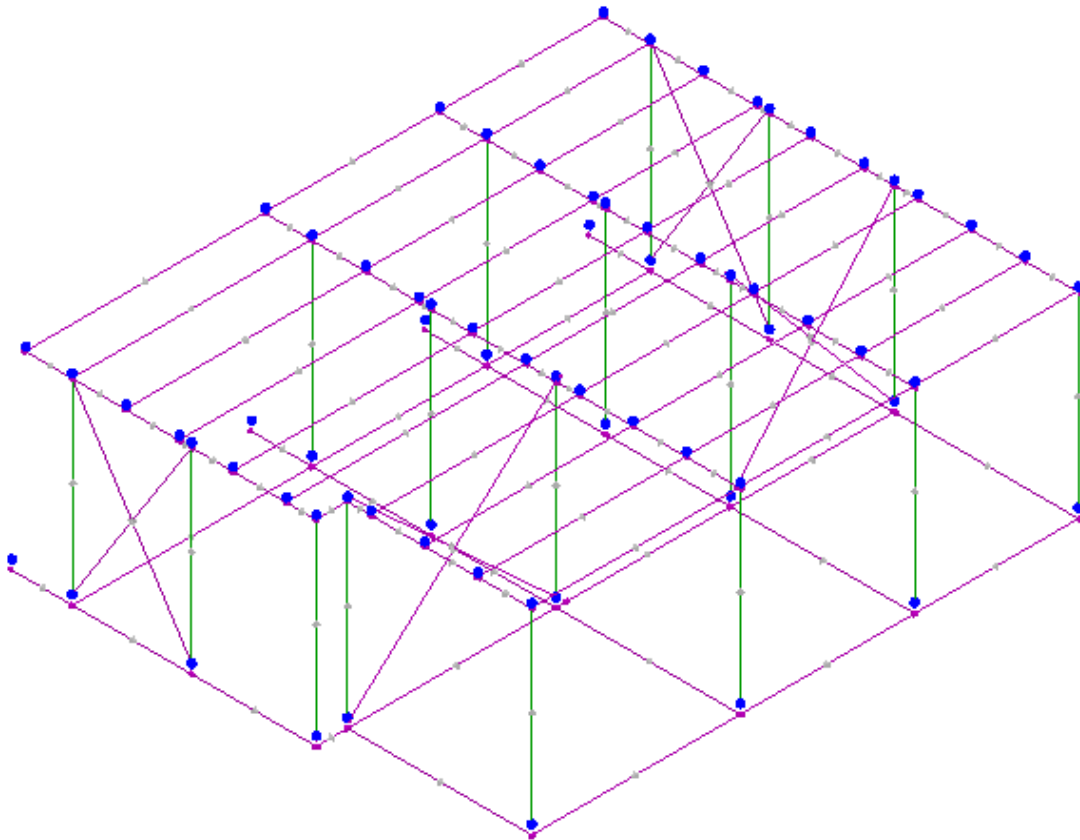
8.4 Modello di Calcolo

Il modello della struttura viene creato automaticamente dal codice di calcolo, individuando i vari elementi strutturali e fornendo le loro caratteristiche geometriche e meccaniche.

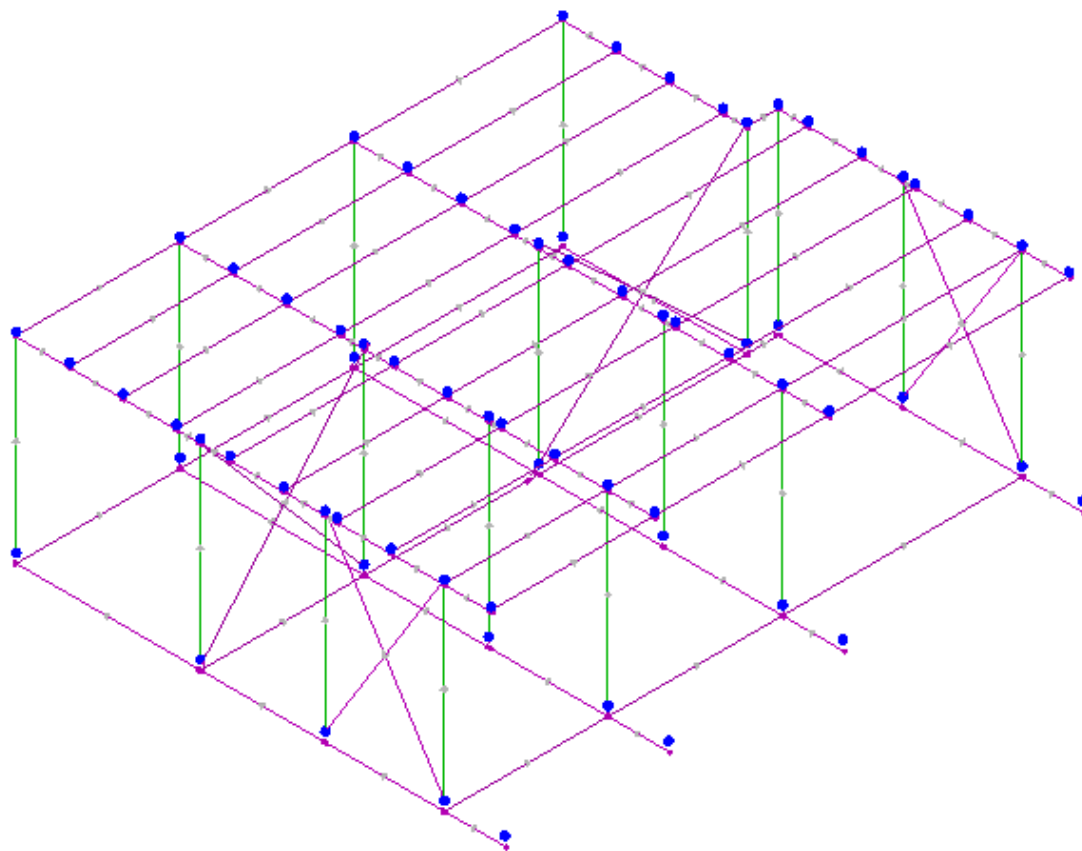
Viene definita un'opportuna numerazione degli elementi (nodi, aste, shell) costituenti il modello, al fine di individuare celermente ed univocamente ciascun elemento nei "*Tabulati di calcolo*".

Qui di seguito è fornita una rappresentazione grafica dettagliata della discretizzazione operata con evidenziazione dei nodi e degli elementi.

Vista Anteriore



Vista Posteriore



Le aste in **c.a.**, in **acciaio**, sia travi che pilastri, sono schematizzate con un tratto flessibile centrale e da due tratti (braccetti) rigidi alle estremità. I nodi vengono posizionati sull'asse verticale dei pilastri, in corrispondenza dell'estradosso della trave più alta che in esso si collega. Tramite i braccetti i tratti flessibili sono quindi collegati ad esso. In questa maniera il nodo risulta perfettamente aderente alla realtà poiché vengono presi in conto tutti gli eventuali disassamenti degli elementi con gli effetti che si possono determinare, quali momenti flettenti/torcenti aggiuntivi.

Le sollecitazioni vengono determinate solo per il tratto flessibile. Sui tratti rigidi, infatti, essendo (teoricamente) nulle le deformazioni, le sollecitazioni risultano indeterminate.

Questa schematizzazione dei nodi viene automaticamente realizzata dal programma anche quando il nodo sia determinato dall'incontro di più travi senza il pilastro, o all'attacco di travi/pilastri con elementi shell.

La modellazione del materiale degli elementi in c.a., acciaio e legno segue la classica teoria dell'elasticità lineare; per cui il materiale è caratterizzato oltre che dal peso specifico, da un modulo elastico (E) e un modulo tagliante (G).

La possibile fessurazione degli elementi in c.a. è stata tenuta in conto nel modello considerando un opportuno decremento del modulo di elasticità e del modulo di taglio, nei limiti di quanto previsto dalla normativa vigente per ciascuno stato limite.

Gli eventuali elementi di **fondazione** (travi, platee, plinti, plinti su pali e pali) sono modellati assumendo un comportamento elastico-lineare sia a trazione che a compressione.

9 9 PROGETTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

La verifica degli elementi allo SLU avviene col seguente procedimento:

- si costruiscono le combinazioni non sismiche in base al D.M. 2018, ottenendo un insieme di sollecitazioni;
- si combinano tali sollecitazioni con quelle dovute all'azione del sisma secondo quanto indicato nel §2.5.3, relazione (2.5.5) del D.M. 2018;

- per sollecitazioni semplici (flessione retta, taglio, etc.) si individuano i valori minimo e massimo con cui progettare o verificare l'elemento considerato; per sollecitazioni composte (pressoflessione retta/deviata) vengono eseguite le verifiche per tutte le possibili combinazioni e solo a seguito di ciò si individua quella che ha originato il minimo coefficiente di sicurezza.

9.1 Verifiche di Resistenza

9.1.1 Elementi in C.A.

Illustriamo, in dettaglio, il procedimento seguito in presenza di pressoflessione deviata (pilastri e trave di sezione generica):

- per tutte le terne M_x , M_y , N , individuate secondo la modalità precedentemente illustrata, si calcola il coefficiente di sicurezza in base alla formula 4.1.19 del D.M. 2018, effettuando due verifiche a pressoflessione retta con la seguente formula:

$$\left(\frac{M_{Ex}}{M_{Rx}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{Ey}}{M_{Ry}}\right)^\alpha \leq 1$$

dove:

M_{Ex} , M_{Ey} sono i valori di calcolo delle due componenti di flessione retta dell'azione attorno agli assi di flessione X ed Y del sistema di riferimento locale;

M_{Rx} , M_{Ry} sono i valori di calcolo dei momenti resistenti di pressoflessione retta corrispondenti allo sforzo assiale N_{Ed} valutati separatamente attorno agli assi di flessione.

L'esponente α può dedursi in funzione della geometria della sezione, della percentuale meccanica dell'armatura e della sollecitazione di sforzo normale agente.

- se per almeno una di queste terne la relazione 4.1.19 non è rispettata, si incrementa l'armatura variando il diametro delle barre utilizzate e/o il numero delle stesse in maniera iterativa fino a quando la suddetta relazione è rispettata per tutte le terne considerate.

Sempre quanto concerne il progetto degli elementi in c.a. illustriamo in dettaglio il procedimento seguito per le travi verificate/semiprogettate a pressoflessione retta:

- per tutte le coppie M_x , N , individuate secondo la modalità precedentemente illustrata, si calcola il coefficiente di sicurezza in base all'armatura adottata;
- se per almeno una di queste coppie esso è inferiore all'unità, si incrementa l'armatura variando il diametro delle barre utilizzate e/o il numero delle stesse in maniera iterativa fino a quando il coefficiente di sicurezza risulta maggiore o al più uguale all'unità per tutte le coppie considerate.

Per le strutture, o parti di strutture, progettate con comportamento strutturale **non dissipativo**, come il caso in esame, la capacità delle membrature soggette a flessione o pressoflessione è stato calcolato, a livello di sezione, al raggiungimento della curvatura f_{vd} di cui al § 4.1.2.3.4.2 del DM 2018, a cui corrisponde il momento resistente massimo della sezione in campo sostanzialmente elastico.

Nei "Tabulati di calcolo", per brevità, non potendo riportare una così grossa mole di dati, si riporta la terna M_x , M_y , N , o la coppia M_x , N che ha dato luogo al minimo coefficiente di sicurezza.

Una volta semiprogettate le armature allo SLU, si procede alla verifica delle sezioni allo Stato Limite di Esercizio con le sollecitazioni derivanti dalle combinazioni rare, frequenti e quasi permanenti; se necessario, le armature vengono integrate per far rientrare le tensioni entro i massimi valori previsti.

Successivamente si procede alle verifiche alla deformazione, quando richiesto, ed alla fessurazione che, come è noto, sono tese ad assicurare la durabilità dell'opera nel tempo.

9.1.1.1 Fondazioni superficiali

Le metodologie, i modelli usati ed i risultati del calcolo del **carico limite** sono esposti nella relazione GEOTECNICA.

9.1.2 Elementi in Acciaio

Per quanto concerne la verifica degli elementi in **acciaio**, le verifiche effettuate per ogni elemento dipendono dalla funzione dell'elemento nella struttura. Ad esempio, elementi con prevalente comportamento assiale (controventi o appartenenti a travature reticolari) sono verificate a trazione e/o compressione; elementi con funzioni portanti

nei confronti dei carichi verticali sono verificati a Pressoflessione retta e Taglio; elementi con funzioni resistenti nei confronti di azioni orizzontali sono verificati a pressoflessione deviata e taglio oppure a sforzo normale se hanno la funzione di controventi.

Le verifiche allo SLU sono effettuate sempre controllando il soddisfacimento della relazione:

$$R_d \leq S_d$$

dove R_d è la resistenza calcolata come rapporto tra R_k (resistenza caratteristica del materiale) e g (coefficiente di sicurezza), mentre S_d è la generica sollecitazione di progetto calcolata considerando tutte le Combinazioni di Carico per lo Stato Limite esaminato.

La resistenza viene determinata, in funzione della Classe di appartenenza della Sezione metallica, col metodo Elastico o Plastico (vedi §4.2.3.2 del D.M. 2018).

Viene portato in conto l'indebolimento causato dall'eventuale presenza di fori.

Le verifiche effettuate sono quelle previste al §4.2.4.1.2 D.M. 2018 ed in particolare:

- Verifiche di Trazione
- Verifiche di Compressione
- Verifiche di Flessione Monoassiale
- Verifiche di Taglio (considerando l'influenza della Torsione) assiale e biassiale.
- Verifiche per contemporanea presenza di Flessione e Taglio
- Verifiche per PressoFlessione retta e biassiale

Nei "Tabulati di calcolo", per ogni tipo di Verifica e per ogni elemento interessato dalla Verifica, sono riportati i valori delle resistenze e delle sollecitazioni che hanno dato il minimo coefficiente di sicurezza, calcolato generalmente come:

$$CS = R_d/S_d.$$

9.1.2.1 Verifiche di Instabilità

Per tutti gli elementi strutturali sono state condotte verifiche di stabilità delle membrature secondo le indicazioni del §4.2.4.1.3 del D.M. 2018; in particolare sono state effettuate le seguenti verifiche:

- Verifiche di stabilità per compressione semplice, con controllo della snellezza.
- Verifiche di stabilità per elementi inflessi.
- Verifiche di stabilità per elementi inflessi e compressi.

Le verifiche sono effettuate considerando la possibilità di instabilizzazione flessotorsionale.

Nei "Tabulati di calcolo", per ogni tipo di verifica e per ogni elemento strutturale, sono riportati i risultati di tali verifiche.

9.1.2.2 Verifiche di Deformabilità

Sono state condotte le verifiche definite al §4.2.4.2 del D.M. 2018 e in particolare si citano:

- Verifiche agli spostamenti verticali per i singoli elementi (§4.2.4.2.1 D.M. 2018).
- Verifiche agli spostamenti laterali per i singoli elementi (§4.2.4.2.2 D.M. 2018).
- Verifiche agli spostamenti per il piano e per l'edificio (§4.2.4.2.2 D.M. 2018).

I relativi risultati sono riportati nei "Tabulati di calcolo".

9.2 Verifiche SLD

Essendo la struttura di **Classe 4** sono state condotte le Verifiche allo Stato Limite di Danno come indicato al par. 7.3.6.1 del D.M. 2018, assumendo fattori parziali dei materiali g_m pari a 1.

9.3 DETTAGLI STRUTTURALI

Il progetto delle strutture è stato condotto rispettando i dettagli strutturali previsti dal D.M. 2018, nel seguito illustrati. Il rispetto dei dettagli può essere evinto, oltreché dagli elaborati grafici, anche dalle verifiche riportate nei tabulati allegati alla presente relazione.

10 ROGETTO E VERIFICA DEI COLLEGAMENTI

10.1 Collegamenti in acciaio

Sono state verificate le seguenti tipologie di Collegamenti in acciaio:

-
- Ripristino; Ripristino flangiato.
 - Trave-Colonna flangiato; Trave-Colonna squadretta.
 - Colonna-Trave flangiato; Colonna-Trave squadretta; Colonna-Fondazione.
 - Asta con elemento in c.a.; Asta principale-Asta secondaria; Asta reticolare.

Per ogni collegamento sono state ricavate le massime sollecitazioni agenti sugli elementi componenti (Bulloni, Tirafondi, Piastre, Costole e Cordoni di Saldatura) considerando appropriati modelli di calcolo e quindi sono state effettuate le relative verifiche. In particolare:

- Per i bulloni sono state effettuate verifiche a Taglio e Trazione sia per la singola sollecitazione che per presenza contemporanea di tali sollecitazioni.
- Per le piastre sono state effettuate verifiche a Rifollamento, a Flessione con la presenza eventuale di costole, a Punzonamento e alle Tensioni nel piano della piastra.
- Per le costole è stata effettuata la verifica controllando la tensione ideale massima calcolata considerando le tensioni parallele e ortogonali al piano della costola.
- Per i cordoni di saldatura è stata effettuata la verifica controllando la tensione ideale massima calcolata considerando le tensioni tangenziali parallele e ortogonali alla lunghezza del cordone e la tensione normale ortogonale alla lunghezza.
- Per i tirafondi sono state effettuate verifiche a sfilamento per trazione.
- Per le piastre d'attacco con le fondazioni e gli elementi in c.a. è stata effettuata la verifica del calcestruzzo di base.
- Le saldature, ai sensi di quanto previsto al § 4.2.8.2 del D.M. 2018, sono state realizzate della tipologia a completa o parziale penetrazione, oppure a cordoni d'angolo, in funzione dell'angolo formato tra le parti collegate. In particolare, per angoli tra le parti collegate compresi tra 60° e 120°, le UNI EN 1993-1-8 consigliano la tipologia a cordoni d'angolo (punto 4.3.2.1(1)).

Nei tabulati, per ogni collegamento presente nella struttura, sono riportate le indicazioni geometriche e le relative verifiche.

11 VERIFICA DEI CONNETTORI A TAGLIO



Hilti Shear Connector Design 2.27.0

1. Dati di input

Generale

Standard:	Eurocodes
Appendice nazionale:	Italia
Destinazione d'uso:	C1
Fattore di combinazione:	$\psi_0 = 0.70$

Coefficienti parziali

Carichi permanenti:	$\gamma_G = 1.30$
Carichi variabili:	$\gamma_Q = 1.50$
Resistenze della sezione:	$\gamma_{M0} = 1.05$
Resistenze dell'elemento:	$\gamma_{M1} = 1.05$
Resistenza del calcestruzzo:	$\gamma_C = 1.50$
Resistenza dei connettori:	$\gamma_V = 1.25$
Resistenza dell'armatura di rinforzo:	$\gamma_S = 1.15$
Resistenza della lamiera grecata:	$\gamma_P = 1.05$

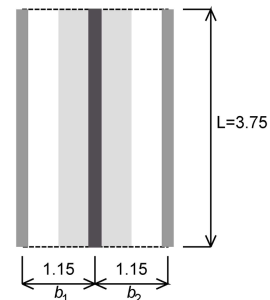
Opzioni per le verifiche agli Stati Limite di Esercizio

Tipo di costruzione:	Puntellato
Freccia massima totale:	$L / 250$
Freccia massima per carichi variabili:	$L / 250$
Controfreccia:	0 mm
Percentuale carichi variabili per il calcolo della frequenza naturale: p_0	= 20 %
Limite per la frequenza naturale:	$f_{lim} = 3$ Hz

2. Geometria

Soletta con lamiera grecata

Lunghezza trave:	$L = 3.75$ m
Posizione trave:	Trave intermedia
Interasse dalla trave di sinistra:	$b_1 = 1.15$ m
Distanza dalla trave di destra:	$b_2 = 1.15$ m





Hilti Shear Connector Design 2.27.0

3. Materiali

Sezione trave	IPE 140
Altezza:	$h_i = 140.0$ mm
Larghezza delle ali:	$b = 73.0$ mm
Spessore delle ali:	$t_f = 6.9$ mm
Spessore dell'anima:	$t_w = 4.7$ mm
Raggio del raccordo:	$r = 7.0$ mm
Resistenza allo snervamento:	$f_y = 355.0$ MPa
Soletta di calcestruzzo	
Spessore soletta:	$h = 200.0$ mm
Classe di calcestruzzo:	LC30/33 (Calcestruzzo alleggerito)
Raw densoty of aggregates:	$\rho_a = 1800.0$ kg/m ³
Densità calcestruzzo:	$\rho_c = 1950.0$ kg/m ³
Copriferro:	Richiesto
Classe dell'acciaio dell'armatura di rinforzo:	B450
Lamiera grecata	Cofraplus_60 0.75
Altezza lamiera grecata:	$h_p = 58.0$ mm
Interasse nervature:	$b_s = 207.0$ mm
Larghezza superiore delle nervature:	$b_1 = 101.0$ mm
Larghezza della parte inferiore delle nervature:	$b_b = 62.0$ mm
Spessore lamiera grecata:	$t_p = 0.75$ mm
Spaziatura di costola stiffeners:	$n_s = 0$
Peso lamiera grecata:	$G_{deck} = 8.530$ kg/m ²
Resistenza allo snervamento:	$f_{ypk} = 350.0$ MPa
Orientamento delle nervature:	Perpendicolare alla trave
La lamiera grecata è continua sulla trave	

4. Connettori a taglio

Connettore:	X-HVB 140
Orientamento dei connettori:	Longitudinale alla trave

**Hilti Shear Connector Design 2.27.0****5. Condizioni di carico****Carico permanente in fase di costruzione (Gc)**Carico superficiale: 3.341 kN/m²**Caso variabile in fase di costruzione (Qc)**Carico superficiale: 0.75 kN/m²**Carico permanente nella fase finale (G)**Peso proprio: 3.341 kN/m²Carico superficiale permanente aggiuntivo: 2.3 kN/m²

Nessun carico puntuale

Nessun carico lineare

Carico variabile nella fase finale (Q1)Carico superficiale: 5 kN/m²**Carico variabile aggiuntivo allo stadio finale (Q2)**Carico superficiale: 0 kN/m²

Nessun carico puntuale

Nessun carico lineare

6. Combinazione dei carichi**Combinazioni agli Stati Limite Ultimo (SLU) (Fase di costruzione)**

Nessuna verifica perché la trave è puntellata

Combinazioni agli Stati Limite di Esercizio (SLE) (Fase di costruzione)

Nessuna verifica perché la trave è puntellata

Combinazioni SLU (Fase finale)

ULSf1 = 1.30 G + 1.50 Q1 + 1.50 x 0.70 Q2

ULSf2 = 1.30 G + 1.50 Q2 + 1.50 x 0.70 Q1

Combinazioni SLE (Fase finale)

SLSf1 = G + Q1 + 0.70 Q2

SLSf2 = G + Q2 + 0.70 Q1



Hilti Shear Connector Design 2.27.0

7. Risultati di calcolo - Fase finale

Section class:	1
Calcolo plastico	
Resistenza della sezione - Momento flettente	
Momento flettente di progetto:	$M_{Ed} = 28.52 \text{ kN.m}$
Momento flettente resistente di progetto:	$M_{Rd} = 72.58 \text{ kN.m}$
Criterio di verifica:	$\Gamma_{M} = 0.393 < 1$
Resistenza della sezione - Forza di taglio verticale	
Forza di taglio di progetto:	$V_{Ed} = 31.99 \text{ kN}$
Resistenza al taglio di progetto:	$V_{Rd} = 149.2 \text{ kN}$
Criterio di verifica:	$\Gamma_{V} = 0.2144 < 1$
Resistenza all'instabilità per taglio dell'anima	
Nessuna verifica necessaria	
Resistenza all'instabilità per taglio dell'anima - Interazione momento flettente-taglio	
Nessuna verifica necessaria	
Resistenza della sezione - Interazione momento flettente-taglio	
Momento flettente di progetto:	$M_{Ed} = 28.52 \text{ kN.m}$
Forza di taglio di progetto:	$V_{Ed} = 7.062 \text{ kN}$
Momento flettente resistente di progetto:	$M_{V,Rd} = 72.58 \text{ kN.m}$
Criterio di verifica:	$\Gamma_{MV} = 0.393 < 1$
Frequenza naturale	
Frequenza naturale:	$f_{min} = 7.138 \text{ Hz} > 3 \text{ Hz}$
Deformazioni	
Freccia totale:	$w_{max} = 10 \text{ mm} < 15 \text{ mm} (L/250)$
Freccia da carichi variabili:	$w_{s,max} = 5 \text{ mm} < 15 \text{ mm} (L/250)$



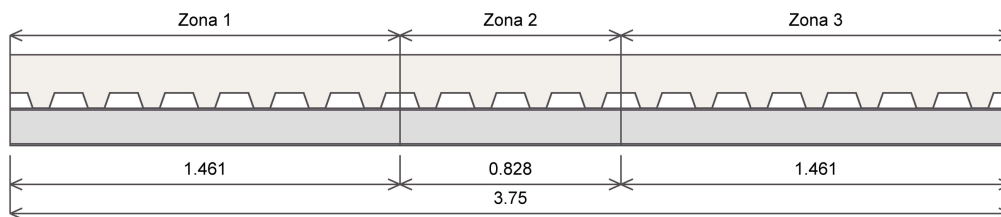
Hilti Shear Connector Design 2.27.0

8. Connessione a taglio

Grado di connessione imposto:	$\eta_{user} = 36\%$
Posizionamento dei connettori:	Ottimizzato
Numero di connettori:	$n = 16$
Minimo grado di connessione:	$\eta_{min} = 40\%$
Grado di connessione:	$\eta = 37.27\% (*)$

() : Attenzione! questa soluzione non rispetta il minimo grado di connessione richiesto dall'Eurocodice*

Numero di zone di connettori: $n_z = 3$

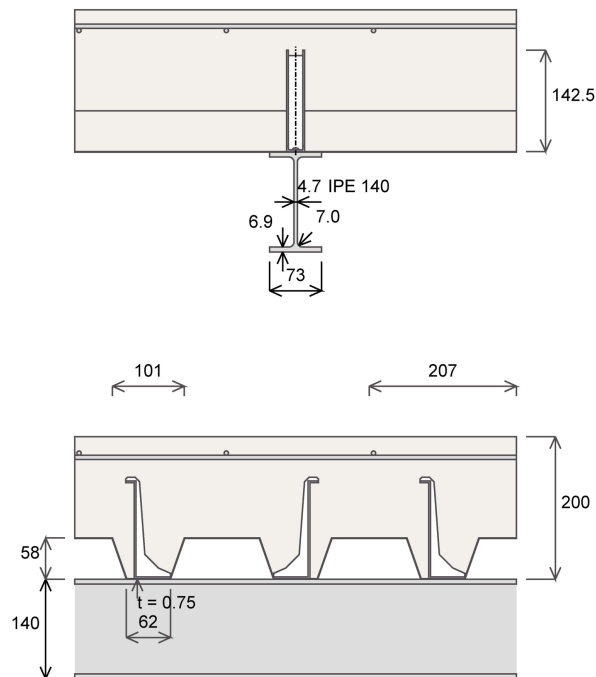




Hilti Shear Connector Design 2.27.0

Zona 1

Numero di connettori:	$n_1 = 7$
Numero di righe di connettori:	$n_{c,1} = 1$
Fattore di riduzione:	$k_{1,1} = 1$
Resistenza a taglio di progetto del connettore:	$P_{Rd,1,1} = 25.88 \text{ kN}$
Interasse dei connettori:	$s_{c,1} = 207 \text{ mm}$
Posizione dell'estremità sinistra:	$x_{1,1} = 0 \text{ m}$
Posizione dell'estremità destra:	$x_{2,1} = 1.461 \text{ m}$

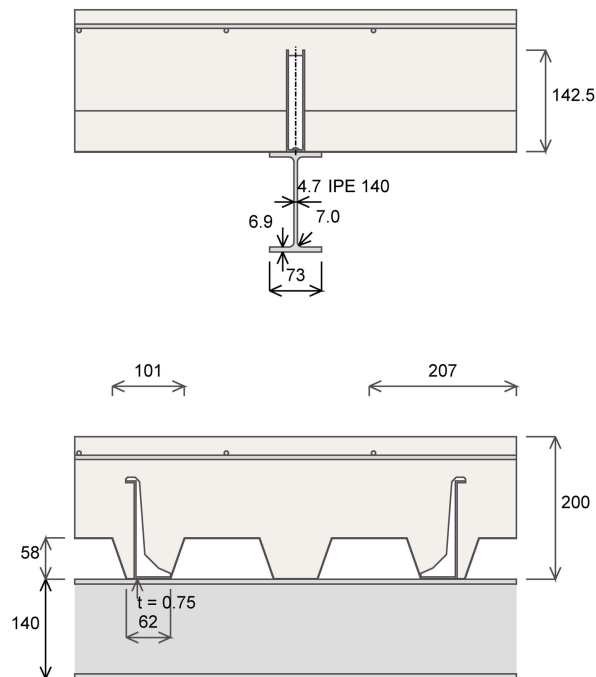




Hilti Shear Connector Design 2.27.0

Zona 2

Numero di connettori:	$n_2 = 2$
Numero di righe di connettori:	$n_{r,2} = 1$
Fattore di riduzione:	$k_{1,2} = 1$
Resistenza a taglio di progetto del connettore:	$P_{Rd,1,2} = 25.88 \text{ kN}$
Interasse dei connettori:	$s_{c,2} = 414 \text{ mm}$
Posizione dell'estremità sinistra:	$x_{1,2} = 1.461 \text{ m}$
Posizione dell'estremità destra:	$x_{2,2} = 2.289 \text{ m}$

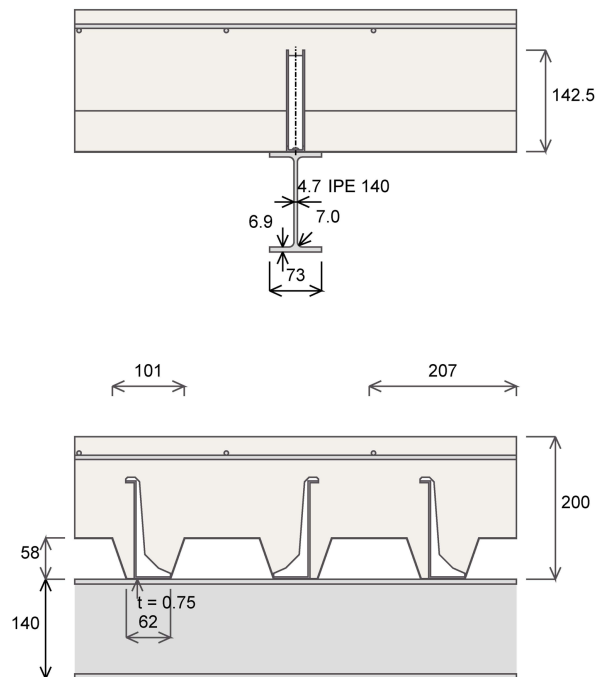




Hilti Shear Connector Design 2.27.0

Zona 3

Numero di connettori:	$n_s = 7$
Numero di righe di connettori:	$n_{r,3} = 1$
Fattore di riduzione:	$k_{1,3} = 1$
Resistenza a taglio di progetto del connettore:	$P_{Rd,1,3} = 25.88 \text{ kN}$
Interasse dei connettori:	$s_{c,3} = 207 \text{ mm}$
Posizione dell'estremità sinistra:	$x_{1,3} = 2.289 \text{ m}$
Posizione dell'estremità destra:	$x_{2,3} = 3.75 \text{ m}$



**Hilti Shear Connector Design 2.27.0****9. Armatura trasversale**

Sollecitazione di taglio longitudinale:	$V_{Ed} = 0.3887 \text{ MPa}$
Resistenza a taglio longitudinale:	$V_{Rd} = 4.224 \text{ MPa}$
Criterio di verifica:	$\Gamma_{csfuit} = 0.092 < 1$
Area dell'armatura superiore:	$A_{L,min} = 1.383 \text{ cm}^2/\text{m}$

10. Osservazioni; Obblighi di cooperazione

Tutte le informazioni e i dati contenuti nel Software riguardano solamente l'uso di prodotti Hilti e si basano su principi, formule e norme di sicurezza in conformità con le indicazioni tecniche, di funzionamento, montaggio e assemblaggio, ecc. della Hilti che devono essere rigorosamente rispettate da parte dell'utente. Tutti i valori in esso contenuti sono valori medi, quindi vanno effettuati test specifici prima di utilizzare il prodotto Hilti in questione. I risultati dei calcoli effettuati mediante il software si basano essenzialmente sui dati che l'utente ha inserito. Di conseguenza l'utente è l'unico responsabile per l'assenza di errori, la completezza e la pertinenza dei dati che vanno immessi. Inoltre, l'utente ha la responsabilità di far controllare e correggere i risultati dei calcoli da parte di un esperto, con particolare riguardo al rispetto di norme e autorizzazioni, prima di utilizzarli per uno scopo specifico. Il software serve solo come un compendio per interpretare le norme e i permessi, senza alcuna garanzia circa l'assenza di errori, la correttezza e la pertinenza dei risultati o di idoneità per una specifica applicazione

11. Avvertenze

Questo software facilita gli studi di ingegneria preliminari rispetto alle costruzioni in acciaio. Basato su metodi di calcolo conformi ai principi delle norme applicate, questo software permette di fare un certo numero di verifiche in vista di valutare una soluzione per una pre-progettazione. Non consente di analizzare tutte le situazioni e per fare in modo esauriente tutti i pertinenti calcoli necessari per uno studio di esecuzione che richiede in ogni caso la consulenza di un ufficio di ingegneria esterne. Data la complessità dei metodi di calcolo, questo software è destinato esclusivamente per gli utenti professionali attivi nel settore delle costruzioni in acciaio (che sono pienamente consapevoli delle possibilità, limiti e l'adeguatezza della stessa per specifici casi pratici). L'utente potrà utilizzare il software sotto la propria responsabilità e a proprio rischio. Questo software può essere utilizzato gratuitamente. Nessun diritto è concesso all'utente del software, le proprietà e i diritti intellettuali di cui continuano a appartengono esclusivamente a Hilti AG. Hilti non può accettare alcuna responsabilità per danni diretti, indiretti, incidentali o conseguenti, perdite e/o spese in connessione con, o a causa di, l'uso di o dall'incapacità di utilizzare il Software per qualsiasi scopo



Hilti Shear Connector Design 2.27.0

1. Dati di input

Generale

Standard:	Eurocodes
Appendice nazionale:	Italia
Destinazione d'uso:	C1
Fattore di combinazione:	$\psi_0 = 0.70$

Coefficienti parziali

Carichi permanenti:	$\gamma_G = 1.30$
Carichi variabili:	$\gamma_Q = 1.50$
Resistenze della sezione:	$\gamma_{M0} = 1.05$
Resistenze dell'elemento:	$\gamma_{M1} = 1.05$
Resistenza del calcestruzzo:	$\gamma_C = 1.50$
Resistenza dei connettori:	$\gamma_V = 1.25$
Resistenza dell'armatura di rinforzo:	$\gamma_S = 1.15$
Resistenza della lamiera grecata:	$\gamma_P = 1.05$

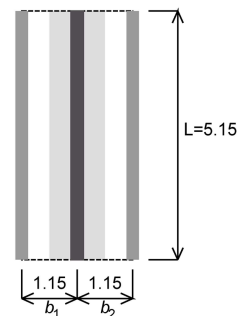
Opzioni per le verifiche agli Stati Limite di Esercizio

Tipo di costruzione:	Puntellato
Freccia massima totale:	$L / 250$
Freccia massima per carichi variabili:	$L / 250$
Controfreccia:	0 mm
Percentuale carichi variabili per il calcolo della frequenza naturale:	$p_Q = 20 \%$
Limite per la frequenza naturale:	$f_{lim} = 3 \text{ Hz}$

2. Geometria

Soletta con lamiera grecata

Lunghezza trave:	$L = 5.15 \text{ m}$
Posizione trave:	Trave intermedia
Interasse dalla trave di sinistra:	$b_1 = 1.15 \text{ m}$
Distanza dalla trave di destra:	$b_2 = 1.15 \text{ m}$





Hilti Shear Connector Design 2.27.0

3. Materiali

Sezione trave	IPE 160
Altezza:	$h_l = 160.0$ mm
Larghezza delle ali:	$b = 82.0$ mm
Spessore delle ali:	$t_f = 7.4$ mm
Spessore dell'anima:	$t_w = 5.0$ mm
Raggio del raccordo:	$r = 9.0$ mm
Resistenza allo snervamento:	$f_y = 355.0$ MPa
Soletta di calcestruzzo	
Spessore soletta:	$h = 200.0$ mm
Classe di calcestruzzo:	LC30/33 (Calcestruzzo alleggerito)
Raw densoty of aggregates:	$\rho_a = 1800.0$ kg/m ³
Densità calcestruzzo:	$\rho_c = 1950.0$ kg/m ³
Copriferro:	Richiesto
Classe dell'acciaio dell'armatura di rinforzo:	B450
Lamiera grecata	Cofraplus_60 0.75
Altezza lamiera grecata:	$h_p = 58.0$ mm
Interasse nervature:	$b_s = 207.0$ mm
Larghezza superiore delle nervature:	$b_l = 101.0$ mm
Larghezza della parte inferiore delle nervature:	$b_b = 62.0$ mm
Spessore lamiera grecata:	$t_p = 0.75$ mm
Spaziatura di costola stiffners:	$n_s = 0$
Peso lamiera grecata:	$G_{deck} = 8.530$ kg/m ²
Resistenza allo snervamento:	$f_{ypk} = 350.0$ MPa
Orientamento delle nervature:	Perpendicolare alla trave
La lamiera grecata è continua sulla trave	

4. Connettori a taglio

Connettore:	X-HVB 140
Orientamento dei connettori:	Longitudinale alla trave

**Hilti Shear Connector Design 2.27.0****5. Condizioni di carico****Carico permanente in fase di costruzione (Gc)**Carico superficiale: 3.366 kN/m²**Caso variabile in fase di costruzione (Qc)**Carico superficiale: 0.75 kN/m²**Carico permanente nella fase finale (G)**Peso proprio: 3.366 kN/m²Carico superficiale permanente aggiuntivo: 2.3 kN/m²

Nessun carico puntuale

Nessun carico lineare

Carico variabile nella fase finale (Q1)Carico superficiale: 5 kN/m²**Carico variabile aggiuntivo allo stadio finale (Q2)**Carico superficiale: 0 kN/m²

Nessun carico puntuale

Nessun carico lineare

6. Combinazione dei carichi**Combinazioni agli Stati Limite Ultimo (SLU) (Fase di costruzione)**

Nessuna verifica perché la trave è puntellata

Combinazioni agli Stati Limite di Esercizio (SLE) (Fase di costruzione)

Nessuna verifica perché la trave è puntellata

Combinazioni SLU (Fase finale)

ULSf1 = 1.30 G + 1.50 Q1 + 1.50 x 0.70 Q2

ULSf2 = 1.30 G + 1.50 Q2 + 1.50 x 0.70 Q1

Combinazioni SLE (Fase finale)

SLSf1 = G + Q1 + 0.70 Q2

SLSf2 = G + Q2 + 0.70 Q1



Hilti Shear Connector Design 2.27.0

7. Risultati di calcolo - Fase finale

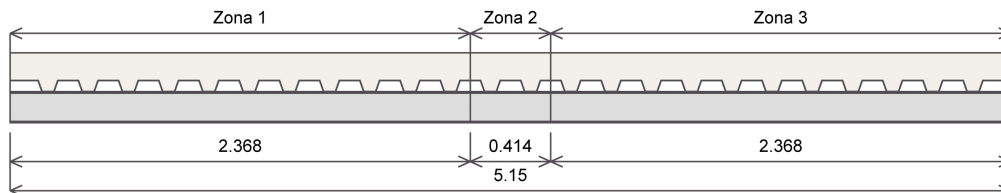
Section class:	1
Calcolo plastico	
Resistenza della sezione - Momento flettente	
Momento flettente di progetto:	$M_{Ed} = 56.31 \text{ kN.m}$
Momento flettente resistente di progetto:	$M_{Rd} = 111.7 \text{ kN.m}$
Criterio di verifica:	$\Gamma_M = 0.5039 < 1$
Resistenza della sezione - Forza di taglio verticale	
Forza di taglio di progetto:	$V_{Ed} = 44.02 \text{ kN}$
Resistenza al taglio di progetto:	$V_{Rd} = 188.5 \text{ kN}$
Criterio di verifica:	$\Gamma_V = 0.2335 < 1$
Resistenza all'instabilità per taglio dell'anima	
Nessuna verifica necessaria	
Resistenza all'instabilità per taglio dell'anima - Interazione momento flettente-taglio	
Nessuna verifica necessaria	
Resistenza della sezione - Interazione momento flettente-taglio	
Momento flettente di progetto:	$M_{Ed} = 56.31 \text{ kN.m}$
Forza di taglio di progetto:	$V_{Ed} = 3.539 \text{ kN}$
Momento flettente resistente di progetto:	$M_{v,Rd} = 111.7 \text{ kN.m}$
Criterio di verifica:	$\Gamma_{Mv} = 0.5039 < 1$
Frequenza naturale	
Frequenza naturale:	$f_{min} = 5.051 \text{ Hz} > 3 \text{ Hz}$
Deformazioni	
Freccia totale:	$w_{max} = 20 \text{ mm} < 21 \text{ mm} (L/250)$
Freccia da carichi variabili:	$w_{3,max} = 9 \text{ mm} < 21 \text{ mm} (L/250)$



Hilti Shear Connector Design 2.27.0

8. Connessione a taglio

Grado di connessione imposto:	$\eta_{\text{user}} = 36\%$
Posizionamento dei connettori:	Ottimizzato
Numero di connettori:	$n = 23$
Minimo grado di connessione:	$\eta_{\text{min}} = 40.45\%$
Grado di connessione:	$\eta = 46.98\%$
Numero di zone di connettori:	$n_z = 3$

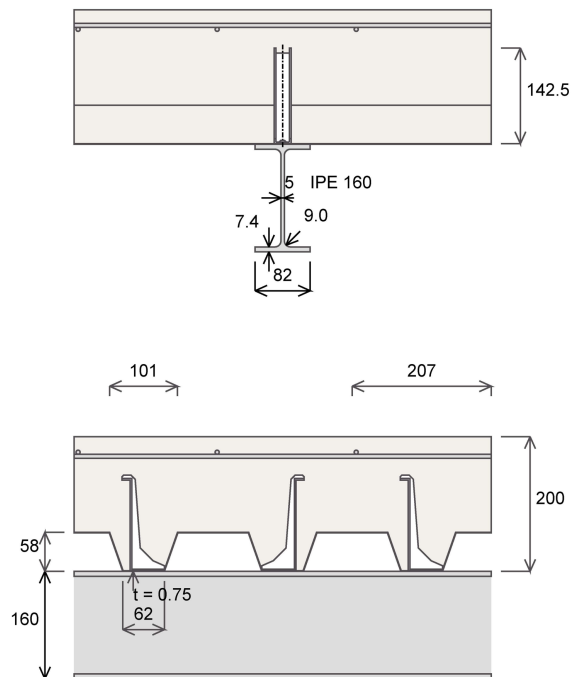




Hilti Shear Connector Design 2.27.0

Zona 1

Numero di connettori:	$n_1 = 11$
Numero di righe di connettori:	$n_{r,1} = 1$
Fattore di riduzione:	$k_{t,1} = 1$
Resistenza a taglio di progetto del connettore:	$P_{Rd,1,1} = 27.75 \text{ kN}$
Interasse dei connettori:	$s_{c,1} = 207 \text{ mm}$
Posizione dell'estremità sinistra:	$x_{1,1} = 0 \text{ m}$
Posizione dell'estremità destra:	$x_{2,1} = 2.368 \text{ m}$

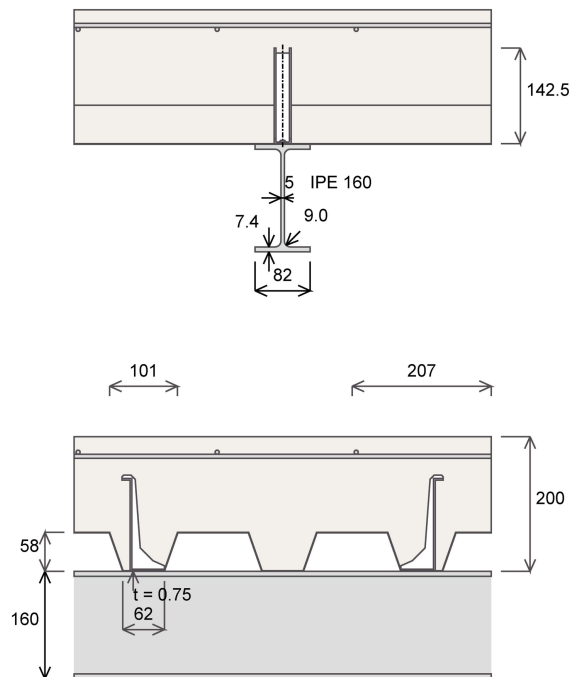




Hilti Shear Connector Design 2.27.0

Zona 2

Numero di connettori:	$n_2 = 1$
Numero di righe di connettori:	$n_{r,2} = 1$
Fattore di riduzione:	$k_{t,1,2} = 1$
Resistenza a taglio di progetto del connettore:	$P_{Rd,t,1,2} = 27.75 \text{ kN}$
Interasse dei connettori:	$s_{c,2} = 414 \text{ mm}$
Posizione dell'estremità sinistra:	$x_{1,2} = 2.368 \text{ m}$
Posizione dell'estremità destra:	$x_{2,2} = 2.782 \text{ m}$

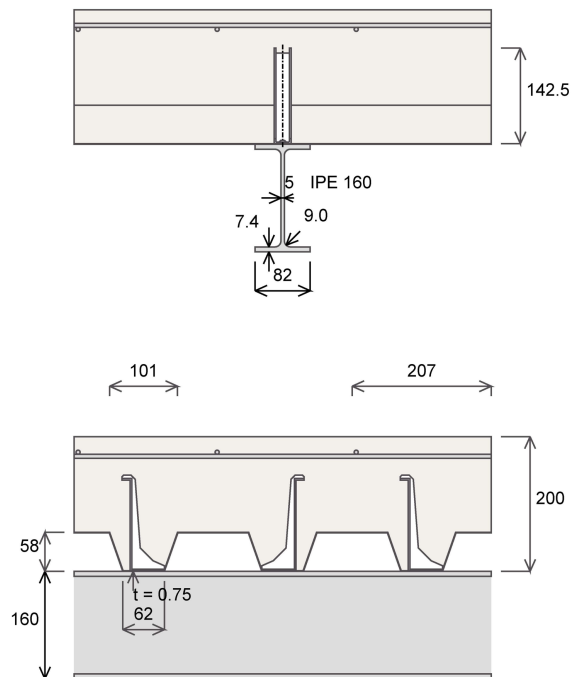




Hilti Shear Connector Design 2.27.0

Zona 3

Numero di connettori:	$n_3 = 11$
Numero di righe di connettori:	$n_{r,3} = 1$
Fattore di riduzione:	$k_{t,3} = 1$
Resistenza a taglio di progetto del connettore:	$P_{Rd,t,3} = 27.75 \text{ kN}$
Interasse dei connettori:	$s_{c,3} = 207 \text{ mm}$
Posizione dell'estremità sinistra:	$x_{1,3} = 2.782 \text{ m}$
Posizione dell'estremità destra:	$x_{2,3} = 5.15 \text{ m}$



**Hilti Shear Connector Design 2.27.0****9. Armatura trasversale**

Sollecitazione di taglio longitudinale:	$V_{Ed} = 0.4364 \text{ MPa}$
Resistenza a taglio longitudinale:	$V_{Rd} = 4.224 \text{ MPa}$
Criterio di verifica:	$\Gamma_{ostrut} = 0.1033 < 1$
Area dell'armatura superiore:	$A_{t,min} = 1.383 \text{ cm}^2/\text{m}$

10. Osservazioni; Obblighi di cooperazione

Tutte le informazioni e i dati contenuti nel Software riguardano solamente l'uso di prodotti Hilti e si basano su principi, formule e norme di sicurezza in conformità con le indicazioni tecniche, di funzionamento, montaggio e assemblaggio, ecc. della Hilti che devono essere rigorosamente rispettate da parte dell'utente. Tutti i valori in esso contenuti sono valori medi, quindi vanno effettuati test specifici prima di utilizzare il prodotto Hilti in questione. I risultati dei calcoli effettuati mediante il software si basano essenzialmente sui dati che l'utente ha inserito. Di conseguenza l'utente è l'unico responsabile per l'assenza di errori, la completezza e la pertinenza dei dati che vanno immessi. Inoltre, l'utente ha la responsabilità di far controllare e correggere i risultati dei calcoli da parte di un esperto, con particolare riguardo al rispetto di norme e autorizzazioni, prima di utilizzarli per uno scopo specifico. Il software serve solo come un compendio per interpretare le norme e i permessi, senza alcuna garanzia circa l'assenza di errori, la correttezza e la pertinenza dei risultati o di idoneità per una specifica applicazione

11. Avvertenze

Questo software facilita gli studi di ingegneria preliminari rispetto alle costruzioni in acciaio. Basato su metodi di calcolo conformi ai principi delle norme applicate, questo software permette di fare un certo numero di verifiche in vista di valutare una soluzione per una pre-progettazione. Non consente di analizzare tutte le situazioni e per fare in modo esauriente tutti i pertinenti calcoli necessari per uno studio di esecuzione che richiede in ogni caso la consulenza di un ufficio di ingegneria esterne. Data la complessità dei metodi di calcolo, questo software è destinato esclusivamente per gli utenti professionali attivi nel settore delle costruzioni in acciaio (che sono pienamente consapevoli delle possibilità, limiti e l'adeguatezza della stessa per specifici casi pratici). L'utente potrà utilizzare il software sotto la propria responsabilità e a proprio rischio. Questo software può essere utilizzato gratuitamente. Nessun diritto è concesso all'utente del software, le proprietà e i diritti intellettuali di cui continuano a appartenere esclusivamente a Hilti AG. Hilti non può accettare alcuna responsabilità per danni diretti, indiretti, incidentali o conseguenti, perdite e/o spese in connessione con, o a causa di, l'uso di o dall'incapacità di utilizzare il Software per qualsiasi scopo

12 TABULATI DI CALCOLO

Per quanto non espressamente sopra riportato, ed in particolar modo per ciò che concerne i dati numerici di calcolo, si rimanda all'allegato “Tabulati di calcolo” costituente parte integrante della presente relazione.

B- MIGLIORAMENTO SISMICO

1 DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

Le opere di miglioramento sismico della struttura, descritti di seguito, comprendono una serie di interventi localizzati che, nel loro complesso, contribuiscono sia all'adeguamento della capacità portante nei confronti dei carichi statici, sia al miglioramento della resistenza alle forze orizzontali generate da eventi sismici. La struttura è sottoposta a vincolo ai sensi dell'art. 12 del D.Lgs. 42/2004 motivo per il quale si è optato per evitare interventi in contrasto con i criteri di conservazione del patrimonio culturale, come da elenco di seguito e facendo riferimento alle seguenti norme:

- a) D.M. Infrastrutture 17 gennaio 2018 “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018)”
- b) D.M. n.24 del 09/01/2020 MIT “Linee Guida per Classificazione del Rischio Sismico”
- c) Parere Regione Lazio M-INF. CSLP. Registro Ufficiale. U.0008500 del 14/09/2021

Secondo il DPCM 9 febbraio 2011, nel caso della progettazione di un intervento di miglioramento sismico, assunto che in nessun caso è obbligatorio procedere all'adeguamento sismico, il valore dell'indice di sicurezza sismica non deve essere inteso come parametro per una verifica cogente ($I_s \geq 1$), ma come un importante elemento quantitativo da portare in conto in un giudizio qualitativo complessivo, che consideri le esigenze di conservazione, la volontà di preservare il manufatto dai danni sismici ed i requisiti di sicurezza, in relazione alla fruizione ed alla funzione svolta. In particolare, nel caso in cui $I_s < 1$, è necessario valutare la vita nominale V_n cui corrisponde un indice di sicurezza unitario, in modo tale che il committente sia consapevole delle implicazioni in termini di future verifiche ed eventuali ulteriori interventi, che si potrebbero rendere necessari allo scadere della vita nominale. Tutto ciò dovrà essere descritto in una relazione esplicativa delle soluzioni adottate nel progetto, specialmente nel caso in cui per la verifica strutturale i modelli di calcolo siano stati integrati attraverso valutazioni qualitative.

- a) In particolare, da quanto contemplato dalle linee guida per la classificazione del rischio sismico ai sensi del D.M. n.24 del 09/01/2020 MIT “Linee Guida per Classificazione del Rischio Sismico” è possibile, esclusivamente su edifici in calcestruzzo armato la cui struttura è stata concepita con la presenza di telai in entrambe le direzioni, il passaggio ad una Classe di Rischio Sismico immediatamente superiore se vengono eseguite congiuntamente le seguenti opere:
 - Confinamento dei nodi perimetrali non confinati dell'edificio;
 - Interventi volti ad evitare il ribaltamento delle tamponature compiuti su tutte le tamponature perimetrali sulle facciate
 - Ripristino delle zone danneggiate e/o degradate
 - Aumento dei carichi verticali e recupero deficit statici.

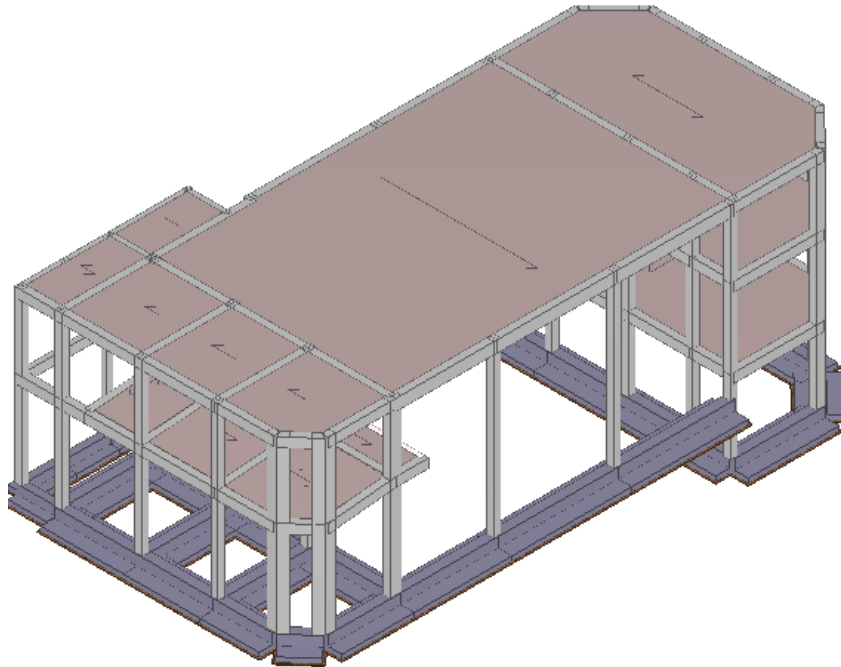
Nel caso in esame sulla struttura in cemento armato esistente verranno realizzate le seguenti opere:

- 1) Rinforzo dei nodi in sommità dei pilastri dell'ultimo impalcato con il sistema tipo “SISMICA”, costituito da piastre ancorate nei nodi a mezzo di ancoranti chimici e ricoperti con malta (fig.1);
- 2) Installazione di presidi antiribaltamento delle murature nelle zone di attacco al solaio (fig.2);
- 3) Demolizione della soletta armata del solaio di copertura degradata e realizzazione di soletta collaborante acciaio-calcestruzzo a mezzo di pioli nelson installati sulle travi esistenti e rete elettrosaldata di ripartizione.
- 4) Intervento locale su solaio (ex balconata) con connettori tipo Tecnar e rete elettrosaldata e getto di calcestruzzo alleggerito LC30/33.

Vengono riportate di seguito due viste assometriche contrapposte, allo scopo di consentire una migliore comprensione della struttura oggetto della presente relazione:

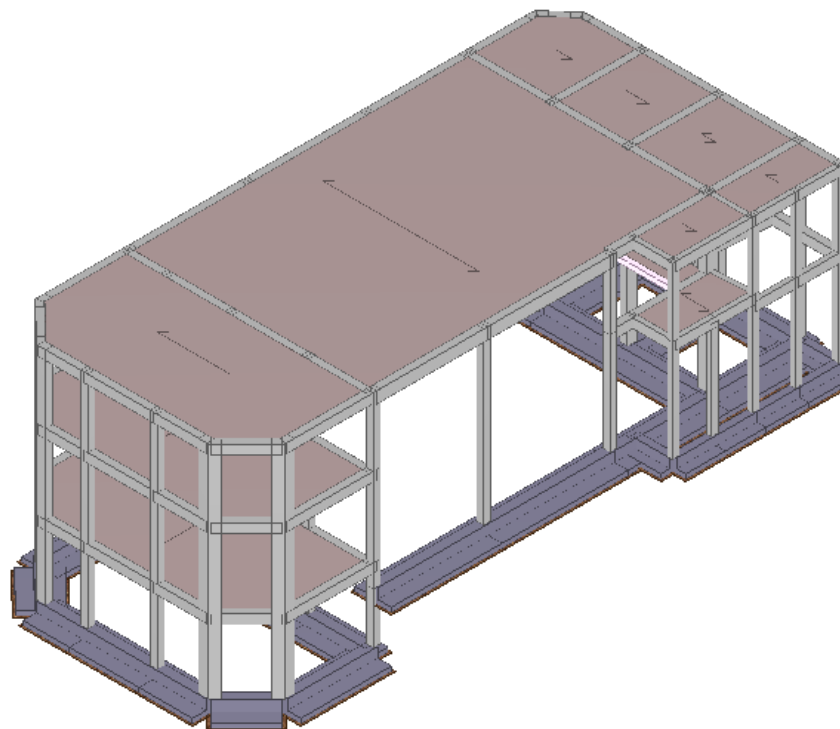
Vista Anteriore

La direzione di visualizzazione (bisettrice del cono ottico), relativamente al sistema di riferimento globale $0, X, Y, Z$, ha versore $(1;1;-1)$



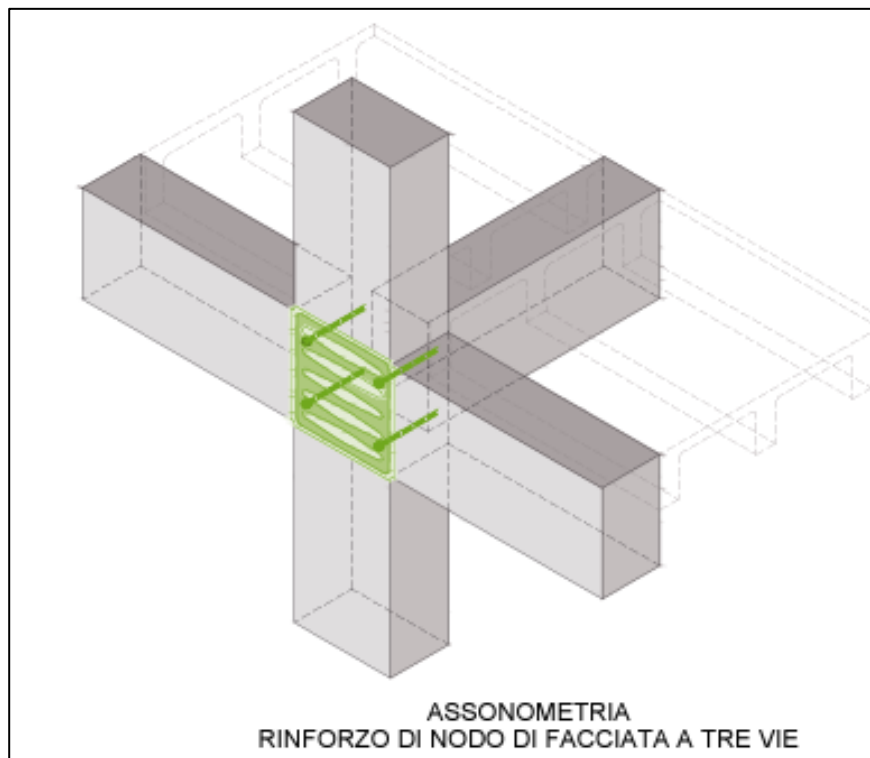
Vista Posteriore

La direzione di visualizzazione (bisettrice del cono ottico), relativamente al sistema di riferimento globale $0, X, Y, Z$, ha versore $(-1;-1;-1)$

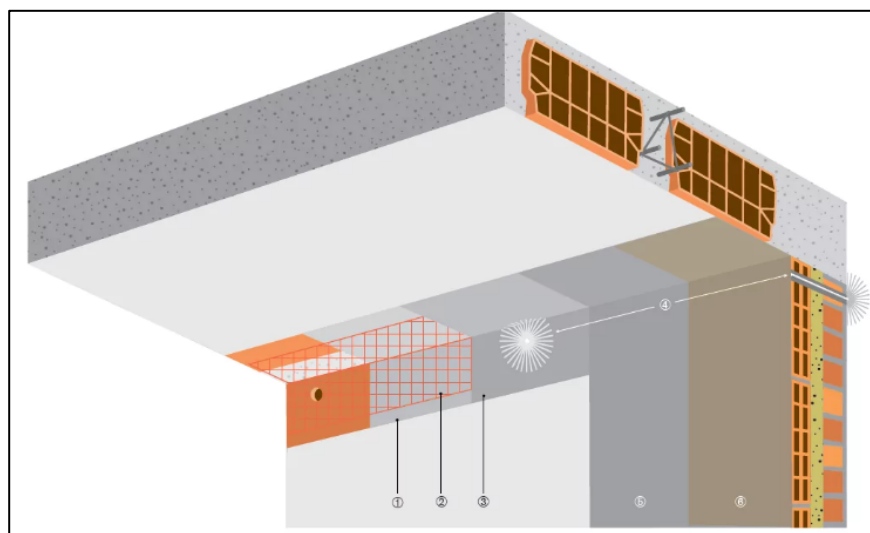


1) Miglioramento sismico dei nodi trave pilastro non confinati

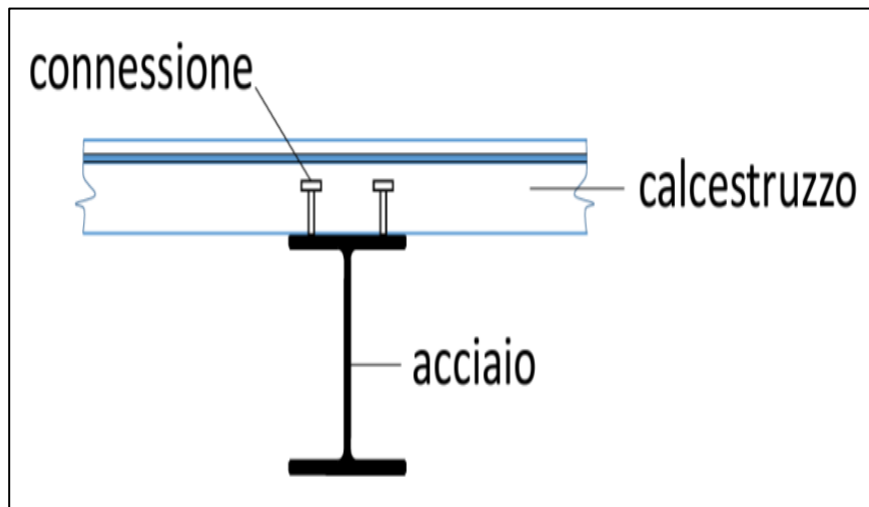
Data la conformazione dei pilastri si è optato per i soli rinforzi di nodi di facciata



(fig.1)



(fig.2)



(fig.3)

Gli interventi elencati consentono il passaggio dalla classe sismica G alla classe di rischi sismico F secondo la seguente valutazione.

2 INTRODUZIONE

Il presente elaborato riporta i risultati ottenuti per la classificazione del rischio sismico della costruzione secondo le “Linee Guida per la Classificazione del Rischio Sismico delle Costruzioni” approvate con D.M. n. 58 del 28/02/2017 e s.m.i..

Come previsto dalle suddette linee guida, la classificazione sismica è stata effettuata adottando il *metodo convenzionale*, per il quale sono previste otto Classi di Rischio, con rischio crescente da A⁺ a G.

3 RISULTATI DEL METODO CONVENZIONALE STATO DI FATTO

Il metodo convenzionale consente di assegnare una classe di rischio (da A⁺ a G) pari alla minima tra due classi di rischio distinte e funzione di due parametri:

- l'Indice di Sicurezza (**IS-V**);
- la Perdita Annuale Media attesa (**PAM**).

3.1 Determinazione della classe IS-V

L'Indice di Sicurezza, invece, è un parametro di sicurezza strutturale (noto anche come Indice di Rischio), dato da:

$$IS - V = \frac{PGA_C(SLV)}{PGA_D(SLV)}$$

dove:

$PGA_C(SLV)$ e $PGA_D(SLV)$ sono, rispettivamente, le accelerazioni di picco al suolo di *capacità* e di *domanda* corrispondenti al raggiungimento dello Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV).

Per la struttura in oggetto, dall'analisi si ottiene:

$PGA_C(SLV)$	$PGA_D(SLV)$	3.1.1.1.1.1	IS-V
0.0000	0.1783		0.00

In base al valore di IS-V è stato possibile assegnare una **classe di rischio** pari a **F** (cfr. Tabella 1).

Tabella 1 - Attribuzione della Classe di Rischio IS-V in funzione dell'entità dell'Indice di Sicurezza.

Indice di Sicurezza (IS-V)	Classe IS-V
$100 \% < IS-V$	A ⁺ _{IS-V}
$80 \% \leq IS-V \leq 100 \%$	A _{IS-V}
$60 \% \leq IS-V < 80 \%$	B _{IS-V}
$45 \% \leq IS-V < 60 \%$	C _{IS-V}
$30 \% \leq IS-V < 45 \%$	D _{IS-V}
$15 \% \leq IS-V < 30 \%$	E _{IS-V}
IS-V < 15 %	F_{IS-V}

3.2 Determinazione della classe PAM

Il PAM è un parametro di tipo economico che dipende dai costi di ricostruzione (CR) associati a ciascuno stato limite. L'indice PAM è pari all'area sottesa alla curva delle percentuali dei costi di ricostruzione in funzione delle frequenze corrispondenti ad ogni stato limite. Vengono definiti gli stati limite indicati nella Tabella 2, con i corrispondenti costi di ricostruzione (CR).

Tabella 2 - Percentuale del costo di ricostruzione (CR), associata al raggiungimento di ciascuno stato limite.

Stato Limite		CR [%]
Stato Limite di Ricostruzione	SLR	100
Stato Limite di Collasso	SLC	80
Stato Limite di Salvaguardia della Vita	SLV	50
Stato Limite di Danno	SLD	15
Stato Limite di Operatività	SLO	7
Stato Limite di Inizio Danno	SLID	0

Per la determinazione del PAM si percorrono i seguenti passi:

- analisi della struttura e determinazione delle accelerazioni di picco al suolo di capacità e di domanda corrispondenti agli stati limite di salvaguardia della vita [PGA_C(SLV) e PGA_C(SLD)] e di danno [PGA_D(SLV) e PGA_D(SLD)]:

Stato Limite	PGA _C [a _g /g]	PGA _D [a _g /g]
SLV	0.0000	0.1783
SLD	0.1533	0.0815

- calcolo dei periodi (T_{rc}) di ritorno associati a PGA_C(SLV) e PGA_C(SLD) utilizzando la relazione:

$$\begin{array}{c|c}
 T_{RC}(SLV) & T_{RC}(SLD) \\
 \hline
 \max \left[T_{RD}(SLV) \cdot \left(\frac{PGA_C(SLV)}{PGA_D(SLV)} \right)^n ; 10 \text{ anni} \right] & \min \left[T_{RD}(SLD) \cdot \left(\frac{PGA_C(SLD)}{PGA_D(SLD)} \right)^n ; T_{RC}(SLV) \right]^3 10 \text{ anni}
 \end{array}$$

dove:

$h = 1/0,490$	se	$a_g > 0,25g$
$h = 1/0,430$	se	$0,15g < a_g \leq 0,25g$
$h = 1/0,356$	se	$0,05g < a_g \leq 0,15g$
$h = 1/0,340$	se	$a_g \leq 0,05g$

- calcolo delle frequenze medie annue per ognuno dei seguenti stati limite:

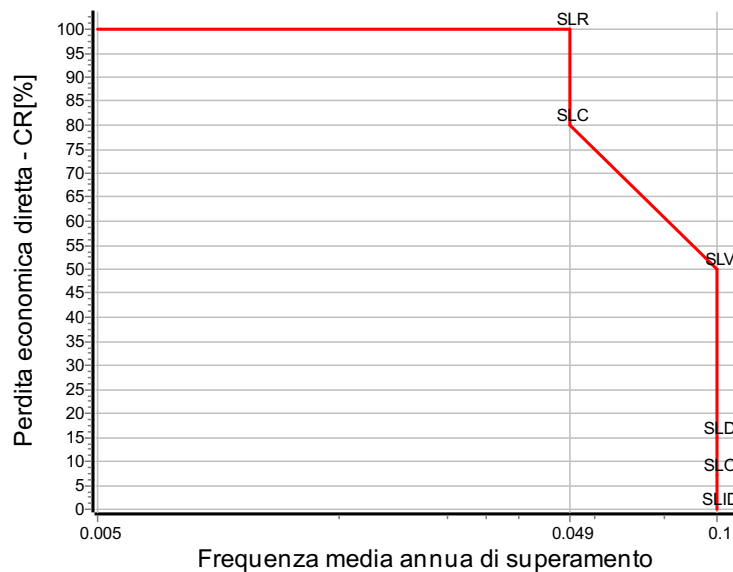
I(SLID)	I(SLO)	I(SLD)	I(SLV)	I(SLC)	I(SLR)
0,1	$\min[1,67 \cdot I(SLD); 0,1]$	$1/T_{rc}(SLD)$	$1/T_{rc}(SLV)$	$0,49 \cdot I(SLV)$	$I(SLC)$

Nel seguito sono riportati i risultati del calcolo dei periodi e delle frequenze.

Stato Limite	SL	T _{RC}	l	C _R	i
		[anni]	[anni] ⁻¹	[%]	
Stato Limite di Inizio Danno	SLID	10	0.100000	0	1
Stato Limite di Operatività	SLO	10	0.100000	7	2
Stato Limite di Danno	SLD	10	0.100000	15	3
Stato Limite di Salvaguardia della Vita	SLV	10	0.100000	50	4
Stato Limite di Collasso	SLC	20	0.049000	80	5
Stato Limite di Ricostruzione	SLR	20	0.049000	100	6

4) calcolo del PAM:

$$PAM = \frac{1}{2} \sum_{i=2}^5 \left([\lambda(SL_{i-1}) - \lambda(SL_i)] [CR(SL_{i-1}) + CR(SL_i)] \right) + \lambda(SLC) CR(SLR)$$



La classe di rischio associata al PAM viene determinata sulla base della seguente Tabella 3.

Tabella 3 - Attribuzione della Classe di Rischio PAM in funzione dell'entità delle perdite medie annue attese.

Perdita Media Annua attesa (PAM)	Classe PAM
PAM ≤ 0,5 %	A ⁺ _{PAM}
0,5 % < PAM ≤ 1,0 %	A _{PAM}
1,0 % < PAM ≤ 1,5 %	B _{PAM}
1,5 % < PAM ≤ 2,5 %	C _{PAM}
2,5 % < PAM ≤ 3,5 %	D _{PAM}
3,5 % < PAM ≤ 4,5 %	E _{PAM}
4,5 % < PAM ≤ 7,5 %	F _{PAM}
7,5 % < PAM	G _{PAM}

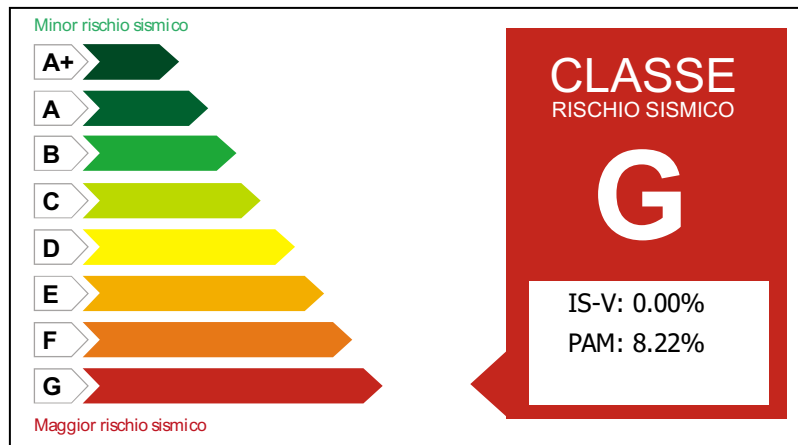
Per la struttura in oggetto, dall'analisi si ottiene:

PAM	Classe PAM
8.22	G

2.3 Classe di Rischio Sismico (CRS)

In definitiva, la classe di rischio sismico (CRS) risultante della struttura sarà la minima tra la *classe IS-V* e la *classe PAM*:

Classe IS-V	Classe PAM	CRS
F	G	G



A valle degli interventi eseguiti avremo la seguente classificazione con i seguenti parametri:



Classe IS-V	Classe PAM	CRS
E*	F*	F*

Indice di Sicurezza (IS-V)	Classe IS-V
100 % < IS-V	A ⁺ _{IS-V}
80 % ≤ IS-V ≤ 100 %	A _{IS-V}
60 % ≤ IS-V < 80 %	B _{IS-V}
45 % ≤ IS-V < 60 %	C _{IS-V}
30 % ≤ IS-V < 45 %	D _{IS-V}
15 % ≤ IS-V < 30 %	E _{IS-V}
IS-V < 15 %	F _{IS-V}

Tabella 3 - Attribuzione della Classe di Rischio PAM in funzione dell'entità delle perdite medie annue attese.

Perdita Media Annua attesa (PAM)	Classe PAM
PAM ≤ 0,5 %	A ⁺ _{PAM}
0,5 % < PAM ≤ 1,0 %	A _{PAM}
1,0 % < PAM ≤ 1,5 %	B _{PAM}
1,5 % < PAM ≤ 2,5 %	C _{PAM}
2,5 % < PAM ≤ 3,5 %	D _{PAM}
3,5 % < PAM ≤ 4,5 %	E _{PAM}
4,5 % < PAM ≤ 7,5 %	F _{PAM}
7,5 % < PAM	G _{PAM}

CONFRONTO ANTE E POST OPERAM in termini di PGA

Va precisato fin da subito che le analisi in classe d'uso IV e periodo di ritorno $T_r=100$ anni, risulta molto penalizzante dal punto di vista delle verifiche strutturali su un edificio realizzato indicativamente negli anni 60. Inoltre trattandosi di bene sottoposto a vincolo si è esclusa ogni tipologia di intervento che andasse ad incidere sulle facciate esterne

Con gli interventi proposti si è cercato principalmente:

- 1) rifacimento del solaio di copertura con sezione composta acciaio-Cls alleggerito, tale intervento oltre a sopperire alle mancanze statiche della precedente tipologia di solaio permette di realizzare un solaio infinitamente rifido nel piano che fa in modo che le sollecitazioni orizzontali si distribuiscano equamente tra gli elementi verticali resistenti
- 2) il rinforzo dei nodi dell'ultimo impalcato permette di ritardare la rottura a trazione del nodo e di conseguenza aumentare la capacità rotazionale del pilastro prima del verificarsi di lesioni.
- 3) Le opere di ritenuta della tamponatura evitano il ribaltamento della stessa e quindi di pericolosi distacchi

Da i dati seguenti si può constatare un discreto aumento soprattutto allo SLO ed allo SLD. Il progetto della struttura eseguito diverso tempo prima delle attuali normative, risulta penalizzante dal punto di vista delle verifiche a pressoflessione e a taglio in caso di eventi sismici allo SLV. In particolare, la presenza di staffe diametro 6mm passo 20cm costante risulta particolarmente svantaggioso per le verifiche a taglio dei vari elementi.

CONFRONTO STATO DI FATTO - STATO DI PROGETTO

Tabella di confronto dati di FATTO - dati di PROGETTO

SL	D _{PGA}		C.Min _{PGA}		C.Min _{TR}		z _E (a _{PGA})		a _{TR}	
	FATTO	PROGETTO	FATTO	PROGETTO	FATTO	PROGETTO	FATTO	PROGETTO	FATTO	PROGETTO
SLO	0.1137	0.1137	0.0697	0.0946	36	76	0.613	0.832	0.610	0.829
SLD	0.1358	0.1358	0.1024	0.1403	94	240	0.754	1.033	0.732	1.075
SLV	0.2535	0.2535	0.0013	0.0227	1	11	0.005	0.100	0.045	0.131
SLU	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

LEGENDA: Tabella di confronto dati di FATTO - dati di PROGETTO

SL	Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività - [SLC] = stato limite di collasso.
D_{PGA}	Domanda espressa in termini di Accelerazione al suolo
C.Min_{PGA}	Capacità minima dell'edificio espressa in termini di Accelerazione al Suolo
C.Min_{TR}	Capacità minima dell'edificio espressa in termini di Periodo di Ritorno
z_E (a_{PGA})	Indicatori di Rischio in termini di Accelerazione al Suolo
a_{TR}	Indicatori di Rischio in termini di Tempo di Ritorno
z_v	Indicatori di Rischio in termini di carichi statici.

CONFRONTO STATO DI FATTO - STATO DI PROGETTO IN TERMINI DI CAPACITA'

Tabella di confronto dati di FATTO - dati di PROGETTO in termini di capacità

SL	Tipo di rottura	Materiale		PGA _C		T _{RC}	
		FATTO	PROGETTO	FATTO	PROGETTO	FATTO	PROGETTO
				[Ag/g]	[Ag/g]	[anni]	[anni]
SLV	Carico Limite Terreno	TER	TER	1.9118	1.9047	>2475	>2475
SLV	Taglio	CA	CA	0.0013	0.0291	1	15
SLV	Rottura del Nodo	CA	CA	0.0119	0.0490	6	24
SLV	Flessione o Pressoflessione	CA	CA	0.0227	0.0417	11	21
SLD	Spostamento Interpiano (SLD)	-	-	0.1024	0.1403	94	240
SLO	Spostamento Interpiano (SLO)	-	-	0.0697	0.0946	36	76

LEGENDA: Tabella di confronto dati di FATTO - dati di PROGETTO in termini di capacità

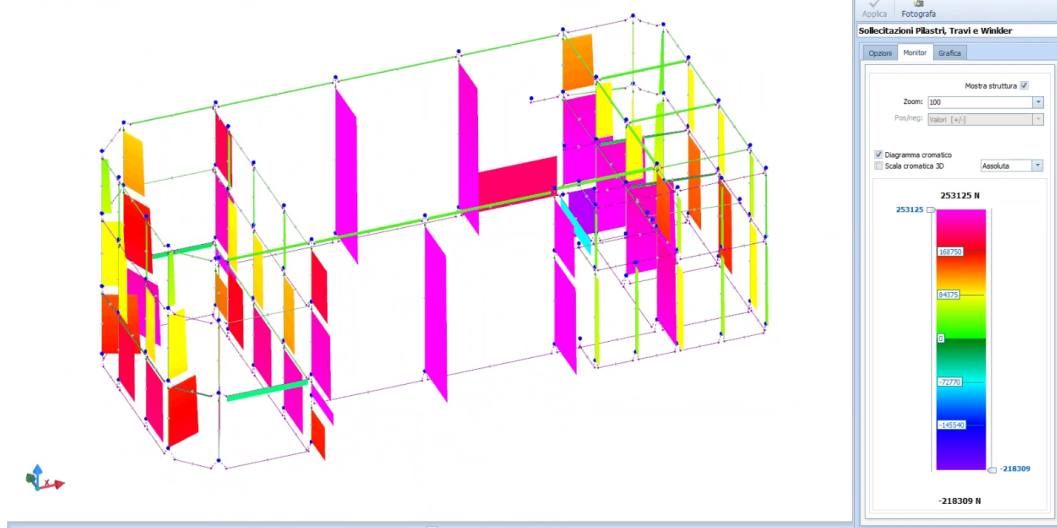
SL	Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività - [SLC] = stato limite di collasso.
Tipo di rottura	Tipo di rottura per differenti elementi o meccanismi

Materiale
PGA_C
T_{RC}

Tipologia di materiale per il tipo di rottura considerato: [-] = Parametro non significativo per il tipo di rottura
Capacità, per il tipo di rottura considerato, in termini di accelerazione al suolo per lo stato di Fatto e di Progetto
Capacità, per il tipo di rottura considerato, in termini di periodo di ritorno per lo stato di Fatto e di Progetto

VERIFICA RINFORZO NODI NON CONFINATI

Si riporta di seguito un grafico con le sollecitazioni maggiori agenti sui pilastri



La sollecitazione maggiore è pari a 246 kN, si verifica per semplicità il nodo maggiormente verificato.

Dimensionamento del rinforzo SIS.M.I.C.A.TM;

Il dimensionamento dell'inserto, il cui ingombro e' funzione delle dimensioni del pilastro e delle travi in esso concorrenti e quindi di immediata determinazione, riguarda il calcolo dell'area dei traversi necessaria a soddisfare le verifiche.

Si paragona a tale scopo la funzione del rinforzo SIS.M.I.C.A.TM a quella di staffe aggiuntive, per cui si stima una staffatura equivalente in modo da soddisfare la relazione [7.4.10] definita dalle NTC 2018 al paragrafo 7.4.4.3.1, dove il primo membro della disequazione, R_{dr} , rappresenta la tensione resistente del sistema di rinforzo.

L'intervento di rinforzo con sistema SIS.M.I.C.A.TM di LOGICA TRETM prevede l'applicazione sul nodo di una piastra d'acciaio, annessa in uno spessore di malta e connessa alla struttura in c.a. tramite connettori inghisati con resina. La tensione resistente offerta dal sistema sarà pertanto pari a:

$$R_{dr} = \frac{\min(F_{piastra}, F_{or})}{b_j \cdot h_{jw}} = \frac{\min(A_{piastra} \cdot f_{yd}, F_{or})}{b_j \cdot h_{jw}}$$

dove:

- $A_{piastra}$ e' l'area resistente della piastra d'acciaio,
- f_{yd} e' la tensione di snervamento di progetto dell'acciaio della piastra,
- F_{or} e' la forza resistente complessiva offerta dalla malta e dai connettori.

La forza resistente dei connettori viene valutata in accordo alle specifiche sismiche definite nell' Eurocodice 2 Parte 4.

La forza resistente complessiva offerta dalla malta e dai connettori e' pari a:

$$F_{or} = F_{malta} + F_{connettori}$$

La resistenza dovuta alla malta e' definita come il prodotto tra la relativa resistenza a compressione e la superficie di contatto tra malta e rinfrozo SIS.MI.C.A™.L'azione di taglio sul nodo si traduce a seconda del tipo di nodo e dell'inclinazione dei connettori in forze di taglio e trazione per gli ancoraggi.

La resistenza complessiva dei connettori a taglio e' ottenuta come il minimo tra:

- V.1) resistenza a taglio dei connettori lato acciaio: $V_{acc} = n_{conn} \cdot V_{singolo,rd}$
- V.2) resistenza a taglio dei connettori lato cls per pryout $V_{pryout,rd}$
- V.3) resistenza a rifollamento della piastra: $n_{conn} \cdot V_{rf}$.

La resistenza complessiva dei connettori a trazione e' ottenuta come il minimo tra:

- T.1) rottura a trazione dei connettori lato acciaio: $N_{acc} = n_{conn} \cdot N_{singolo,rd}$
- T.2) rottura conica del cls $N_{conica,rd}$
- T.3) rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento $N_{pull,rd}$
- T.4) rottura per fessurazione $N_{split,rd}$.

V.1) Resistenza a taglio lato acciaio-singolo connettore

La resistenza a taglio del connettore lato acciaio viene definita in accordo alle indicazioni sismiche dell'Annex C dell' EC2.

$$R_{k,eq} = \alpha_{ps} \cdot \alpha_{eq} \cdot R_{k,eq}^0$$

dove $R_{k,eq}^0$ e' la resistenza caratteristica associata alla rottura a taglio del gambo del bullone in accordo al paragrafo 7.2.2.3.1 dell'EC2 Parte 4.



$$V_{Rk,s}^0 = k_s \cdot A_s \cdot f_{tk}$$

V.2) Resistenza lato cls- rottura per pryout

La resistenza a taglio per pryout viene definita in accordo alle indicazioni sismiche dell'Annex C dell' EC2.

$$R_{k,eq} = \alpha_{ps} \cdot \alpha_{eq} \cdot R_{k,eq}^0$$

dove $R_{k,eq}^0$ e' la resistenza caratteristica associata alla rottura a taglio per pryout in accordo al paragrafo 7.2.2.3.1 dell'EC2 Parte 4.



$$V_{Rk,cp} = k_s \cdot \min\{n_{Rk,c}; n_{Rk,p}\}$$

nodo selezionato

Resistenza a snervamento
 Tutti i nodi
 Anche i nodi verificati

nev_join_0

Rinforzo

Caso di carico	Edr	Rdr	Rdr-Edr	Note
1 case	0.190759	0.7448	0.554041	

Staffa equivalente

Diam.[mm]	f _{yd} [MPa]	passo[cm]
1 8	193.237	8

C18	40	MS			
	case	-246	33.75		
					verificato

Verifica del solaio in sezione composta e pioli nelson:

Titolo progetto: _____

Tipo di profilo
 IPN 260

Materiali
 Tipo Acciaio
 S235 (Fe360)

f_y 235 N/mm²
 f_{sk} 450 N/mm²
 f_{ck} 30 N/mm²

Dati Profilo
 b_1 113 mm
 b_2 113 mm
 t_{f1} 14,1 mm
 t_{f2} 14,1 mm
 h 260 mm
 t_w 9,4 mm
 r_1 9,4 mm
 r_2 5,6 mm
 r 0 mm

Tipo di soletta
 Piena
 Grecata trasv.
 Grecata paral.

Dati soletta
 h_c 160 mm
 b 1000 mm
 A_s^{eff} 251 mm²
 h'_s 30 mm

M_{Sd} 151,0 kNm

Metodo di calcolo
 S.L.U. M+ Metodo n M+
 S.L.U. M- Metodo n M-

SLU
 $M_{pl,Rd}$ 307,8 kNm V_I 1193 kN
 $M_{apl,Rd}$ 115,0 kNm y_n 64,39 mm

Zoom

Plotta in Form **Progetto Connessione**

Tipo di soletta
 Soletta Piena

Tipo di connessione
 A completo ripristino
 A parziale ripristino

Dati
 f_u 450 N/mm² h 125 [mm] ?
 d 19 [mm] N_r 1
 L 10 [m]

Schema soluzione
Zoom

Schema statico della trave

Risultati
 P_{Rd} 81,66 [kN] ?
 n° 30 connettori
 Passo i 344 [mm]

soletta PIENA Momento positivo

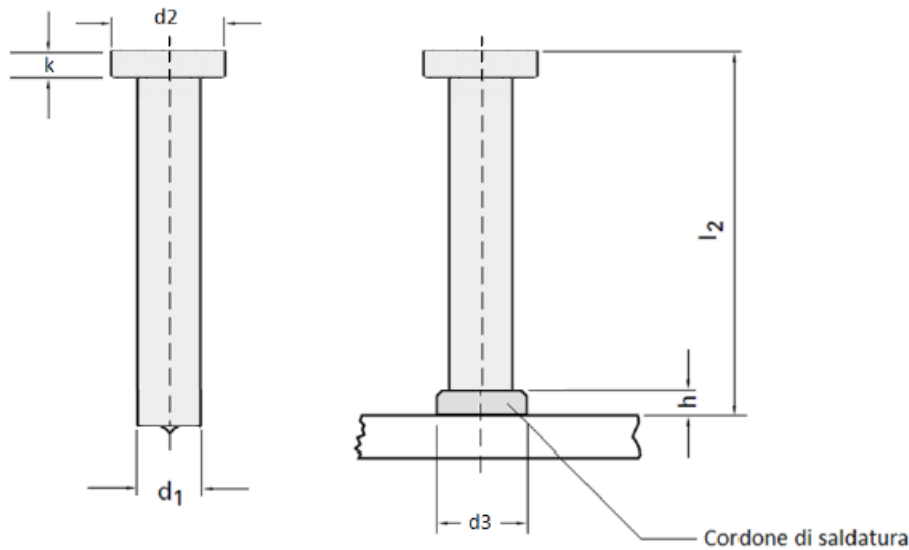
Resistenza di progetto singolo connettore-EC4 #6.3.1.

$$P_{Rd1} = 0,8 \frac{f_u}{\gamma_v} \frac{\pi}{4} d^2 = 81,66 \text{ [kN]}$$

$$P_{Rd2} = 0,29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v = 81,98 \text{ [kN]}$$

$$K = 1$$

$$P_{Rd} = \min [P_{Rd1}, P_{Rd2}] * K = 81,66 \text{ [kN]}$$



4 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel prosieguo della presente relazione:

Legge 5 novembre 1971 n. 1086 (G.U. 21 dicembre 1971 n. 321)

“Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.

Legge 2 febbraio 1974 n. 64 (G.U. 21 marzo 1974 n. 76)

“Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.

Indicazioni progettive per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.

D. M. Infrastrutture Trasporti 17/01/2018 (G.U. 20/02/2018 n. 42 - Suppl. Ord. n. 8)

“Aggiornamento delle *Norme tecniche per le Costruzioni*”.

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nelle seguenti norme:

Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. (G.U. Serie Generale n. 35 del 11/02/2019 - Suppl. Ord. n. 5)

Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

Eurocodice 3 - “Progettazione delle strutture in acciaio” - EN 1993-1-1.

CNR-DT 200 R1/2013 “Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati – Materiali, strutture di c.a. e di c.a.p., strutture murarie”.

5 MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO

Tutti i materiali strutturali impiegati devono essere muniti di marcatura "CE", ed essere conformi alle prescrizioni del "REGOLAMENTO (UE) N. 305/2011 DEL PARLAMENTO EUROPEO E DEL CONSIGLIO del 9 marzo 2011", in merito ai prodotti da costruzione.

Per la realizzazione dell'opera in oggetto saranno impiegati i seguenti materiali:

MATERIALI CALCESTRUZZO ARMATO LC 30/33

Caratteristiche calcestruzzo armato

N _{id}	g _k	α _{T,i}	E	G	C _{Erid}	Stz	R _{ck}	R _{cm}	%R _{ck}	g _c	f _{cd}	f _{ctd}	f _{ctm}	N	n Ac
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[%]		[N/mm ²]	[N/mm ²]			[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		
LC 30/33															
001	30.000	0,000010	31.447	13.103	60	F	30,00	-	0,85	1,50	11,76	0,99	2,56	15	002

LEGENDA:

- N_{id}** Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
g_k Peso specifico.
α_{T,i} Coefficiente di dilatazione termica.
E Modulo elastico normale.
G Modulo elastico tangenziale.
C_{Erid} Coefficiente di riduzione del Modulo elastico normale per Analisi Sismica [E_{sisma} = E·C_{Erid}].
Stz Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
R_{ck} Resistenza caratteristica cubica.
R_{cm} Resistenza media cubica.
%R_{ck} Percentuale di riduzione della R_{ck}.
g_c Coefficiente parziale di sicurezza del materiale.
f_{cd} Resistenza di calcolo a compressione.
f_{ctd} Resistenza di calcolo a trazione.
f_{ctm} Resistenza media a trazione per flessione.
n Ac Identificativo, nella relativa tabella materiali, dell'acciaio utilizzato: [-] = parametro NON significativo per il materiale.

MATERIALI ACCIAIO
Caratteristiche acciaio

N _{id}	g _k	α _{T,i}	E	G	Stz	LMT	f _{yk}	f _{tk}	f _{yd}	f _{td}	g _s	g _{M1}	g _{M2}	g _{M3,SLV}	g _{M3,SLE}	g _{M7}	NCnt	Cnt
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		[mm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]								
Acciaio B450C - Acciaio in Tondini - (B450C)																		
002	78.500	0,000010	210.000	80.769	F	-	450,00	-	326,09	-	1,15	-	-	-	-	-	-	-
S235 - Acciaio per Profilati Esistenti																		
003	78.500	0,000012	210.000	80.769	P	40	235,00	360,00	338,10	-	1,05	1,05	1,25	-	-	-	-	-
						80	235,00	330,00	319,05									

LEGENDA:

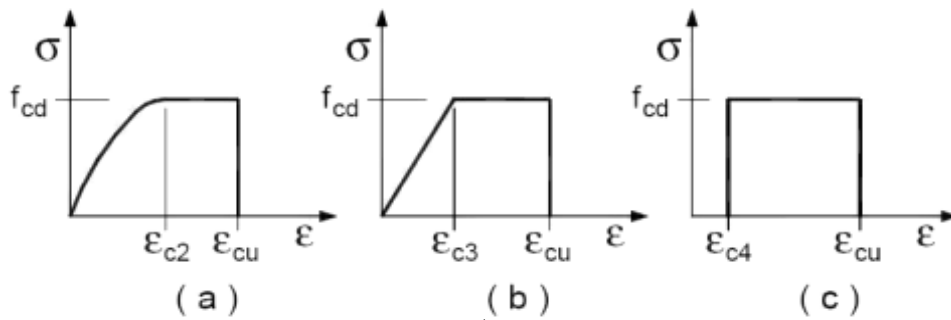
- N_{id}** Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
g_k Peso specifico.
α_{T,i} Coefficiente di dilatazione termica.
E Modulo elastico normale.
G Modulo elastico tangenziale.
Stz Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
LMT Campo di validità in termini di spessore t, (per profili, piastre, saldature) o diametro, d (per bulloni, tondini, chiodi, viti, spinotti)
f_{yk} Resistenza caratteristica allo snervamento
f_{tk} Resistenza caratteristica a rottura
f_{yd} Resistenza di calcolo
f_{td} Resistenza di calcolo a Rottura (Bulloni).
g_s Coefficiente parziale di sicurezza allo SLV del materiale.
g_{M1} Coefficiente parziale di sicurezza per instabilità.
g_{M2} Coefficiente parziale di sicurezza per sezioni tese indebolite.
g_{M3,SLV} Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLV (Bulloni).
g_{M3,SLE} Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLE (Bulloni).
g_{M7} Coefficiente parziale di sicurezza precarico di bulloni ad alta resistenza (Bulloni - NCnt = con serraggio NON controllato; Cnt = con serraggio controllato). [-] = parametro NON significativo per il materiale.

NOTE [-] = Parametro non significativo per il materiale.

I valori dei parametri caratteristici dei suddetti materiali sono riportati anche nei “*Tabulati di calcolo*”, nella relativa sezione.

Tutti i materiali impiegati dovranno essere comunque verificati con opportune prove di laboratorio secondo le prescrizioni della vigente Normativa.

I diagrammi costitutivi degli elementi in calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al §4.1.2.1.2.1 del D.M. 2018; in particolare per le verifiche effettuate a pressoflessione retta e pressoflessione deviata è adottato il modello (a) riportato nella seguente figura.



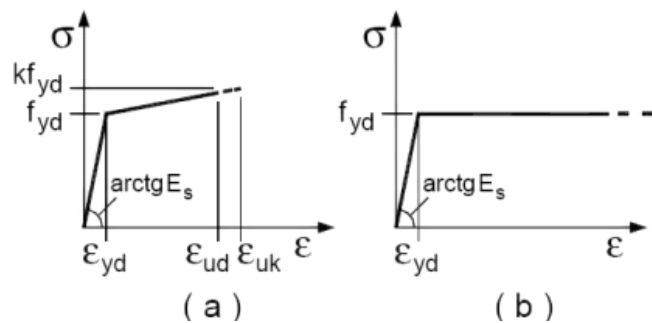
Diagrammi di calcolo tensione/deformazione del calcestruzzo.

I valori di deformazione assunti sono:

$$e_{c2} = 0,0020;$$

$$e_{cu2} = 0,0035.$$

I diagrammi costitutivi dell'acciaio sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al §4.1.2.1.2.2 del D.M. 2018; in particolare è adottato il modello elastico perfettamente plastico tipo (b) rappresentato nella figura sulla destra. La resistenza di calcolo è data da f_{yk}/g_s . Il coefficiente di sicurezza g_s si assume pari a 1,15.



Per gli elementi esistenti (*di fatto*), le resistenze di progetto dei materiali, nel caso di **meccanismi duttili** e **fragili**, sono calcolate come di seguito riportato.

Tipo di Analisi	Elementi/Meccanismi	
	Duttili	5.1 Fragili
Senza Sisma	$R_{m/k}/FC$	
Con Sisma	$R_{m/k}/FC$	$R_{m/k}/(g_m \cdot FC)$

dove:

$R_{m/k}$: resistenza media (ottenute dalle prove in situ e/o da informazioni aggiuntive) o caratteristica;
 FC: fattore di confidenza relativo al livello di conoscenza raggiunto;
 g_m : coefficiente parziale di sicurezza del materiale.

Per i materiali nuovi o aggiunti s'impiegano le proprietà nominali.

6 LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA

Sulla base delle informazioni acquisite:

- sulla GEOMETRIA (§C8.5.1 - Circolare 2019 NTC 2018);
- sui DETTAGLI COSTRUTTIVI (§C8.5.2 - Circolare 2019 NTC 2018);
- sulle PROPRIETA' DEI MATERIALI (§C8.5.3 - Circolare 2019 NTC 2018);

con riferimento alla Tabella C8.5.IV (Circolare 2019 NTC 2018) sono stati acquisiti il **LIVELLO DI CONOSCENZA (LC)** ed il **FATTORE DI CONFIDENZA (FC)** seguenti:

Livello di conoscenza e fattore di confidenza	
Livello di conoscenza	Fattore di confidenza
LC2	1.20

LEGENDA: Livello di conoscenza e fattore di confidenza

Livello di conoscenza [LC1] = Conoscenza Limitata - [LC2] = Conoscenza Adeguata - [LC3] = Conoscenza Accurata.
Fattore di confidenza Fattore di confidenza applicato alle proprietà dei materiali.

6.1 Procedure per la valutazione della sicurezza e la redazione dei progetti

Per edifici esistenti l'analisi storico-critica ed il rilievo geometrico-strutturale devono evidenziare i seguenti aspetti:

- la costruzione riflette lo stato delle conoscenze al tempo della sua realizzazione;
- possono essere insiti e non palesi difetti di impostazione e di realizzazione;
- la costruzione può essere stata soggetta ad azioni, anche eccezionali, i cui effetti non siano completamente manifesti;
- le strutture possono presentare degrado e/o modificazioni significative rispetto alla situazione originaria.

Nella definizione dei modelli strutturali, si dovrà, inoltre, tenere conto che:

- la geometria e i dettagli costruttivi sono definiti e la loro conoscenza dipende solo dalla documentazione disponibile e dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive;
- la conoscenza delle proprietà meccaniche dei materiali non risente delle incertezze legate alla produzione e posa in opera ma solo della omogeneità dei materiali stessi all'interno della costruzione, del livello di approfondimento delle indagini conoscitive e dell'affidabilità delle stesse;
- i carichi permanenti sono definiti e la loro conoscenza dipende dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive.

• Analisi storico-critica

Ai fini di una corretta individuazione del sistema strutturale esistente e del suo stato di sollecitazione è stato importante ricostruire il processo di realizzazione e le successive modificazioni subite nel tempo dal manufatto, nonché gli eventi che lo hanno interessato. Viene di seguito indicata la documentazione reperita e vengono esplicitate le informazioni desunte da ciascuno dei documenti esaminati.

• Rilievo geometrico-strutturale

Il rilievo geometrico-strutturale è stato riferito sia alla geometria complessiva dell'organismo che a quella degli elementi costruttivi, comprendendo i rapporti con le eventuali strutture in aderenza. Nel rilievo sono state rappresentate le modificazioni intervenute nel tempo, come desunte dall'analisi storico-critica.

Il rilievo ha avuto come fine l'individuazione dell'organismo resistente della costruzione, tenendo anche presente la qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi.

Sono stati rilevati anche gli eventuali dissesti, in atto o stabilizzati, ponendo particolare attenzione all'individuazione dei quadri fessurativi e dei meccanismi di danno.

• Caratterizzazione meccanica dei materiali

Si rimanda alle prove a corredo della presente documentazione.

7 TERRENO DI FONDAZIONE

Le costanti di sottofondo (alla Winkler) del terreno sono state corrette secondo la seguente espressione:

$$K = c \cdot K_1;$$

dove:

K_1 = costante di Winkler del terreno riferita alla piastra standard di lato $b = 30$ cm;

c = coefficiente di correzione, funzione del comportamento del terreno e della particolare geometria degli elementi di fondazione. Nel caso di "Riduzione Automatica" è dato dalle successive espressioni (*Rif. Evaluation of coefficients of subgrade reaction K. Terzaghi, 1955 p. 315*):

$$c = \left[\frac{(B + b)^2}{2 \cdot B} \right] \quad \text{per terreni incoerenti}$$

$$c = \left(\frac{L/B + 0,5}{1,5 \cdot L/B} \right) \cdot \frac{b}{B} \quad \text{per terreni coerenti}$$

Essendo:

$b = 0,30$ m, dimensione della piastra standard;
 L = lato maggiore della fondazione;
 B = lato minore della fondazione.

Nel caso di stratigrafia la costante di sottofondo utilizzata nel calcolo delle *sollecitazioni* è quella del terreno a contatto con la fondazione, mentre nel calcolo dei *cedimenti* la costante di sottofondo utilizzata è calcolata come media pesata delle costanti di sottofondo presenti nel volume significativo della fondazione.

Tutti i parametri che caratterizzano i terreni di fondazione sono riportati nei "*Tabulati di calcolo*", nella relativa sezione. Per ulteriori dettagli si rimanda alle relazioni geologica e geotecnica.

8 ANALISI DEI CARICHI

Un'accurata valutazione dei carichi è un requisito imprescindibile di una corretta progettazione.

La valutazione dei carichi e dei sovraccarichi è stata effettuata in accordo con le disposizioni del punto 3.1 del **D.M. 2018**. In particolare, è stato fatto utile riferimento alle Tabelle 3.1.I e 3.1.II del D.M. 2018, per i pesi propri dei materiali e per la quantificazione e classificazione dei sovraccarichi, rispettivamente.

La valutazione dei carichi permanenti è effettuata sulle dimensioni definitive.

Le analisi effettuate, corredate da dettagliate descrizioni, oltre che nei "*Tabulati di calcolo*" nella relativa sezione, sono di seguito riportate:

ANALISI CARICHI

N _{id}	T. C.	Descrizione del Carico	Tipologie di Carico	Analisi carichi						
				Peso Proprio		Permanente NON Strutturale		Sovraccarico Accidentale		Carico
				Descrizione	PP	Descrizione	PNS	Descrizione	SA	Neve
										[N/m ²]
002	S	NUOVO SOLAIO	Coperture accessibili per manutenzione (Cat. A)	Solaio misto travi e soletta in calcestruzzo collaborante	3.050	Manto di copertura, impermeabilizzazione e intonaco inferiore	1.360	Coperture praticabili di locali di abitazione (Cat. I - Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	2.000	1.000

LEGENDA:

N_{id} Numero identificativo dell'analisi di carico.

T. C. Identificativo del tipo di carico: [S] = Superficiale - [L] = Lineare - [C] = Concentrato.

PP, PNS, SA Valori, rispettivamente, del Peso Proprio, del Sovraccarico Permanente NON strutturale, del Sovraccarico Accidentale. Secondo il tipo di carico indicato nella colonna "T.C." ("S" - "L" - "C"), i valori riportati nelle colonne "PP", "PNS" e "SA", sono espressi in [N/m²] per carichi Superficiali, [N/m] per carichi Lineari, [N] per carichi Concentrati.

9 AZIONI SULLA STRUTTURA

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 2018. I carichi agenti sui solai, derivanti dall'analisi dei carichi, vengono ripartiti dal programma di calcolo in modo automatico sulle membrature (travi, pilastri, pareti, solette, platee, ecc.).

I carichi dovuti ai tamponamenti, sia sulle travi di fondazione che su quelle di piano, sono schematizzati come carichi lineari agenti esclusivamente sulle aste.

Su tutti gli elementi strutturali è inoltre possibile applicare direttamente ulteriori azioni concentrate e/o distribuite (variabili con legge lineare ed agenti lungo tutta l'asta o su tratti limitati di essa).

Le azioni introdotte direttamente sono combinate con le altre (carichi permanenti, accidentali e sisma) mediante le combinazioni di carico di seguito descritte; da esse si ottengono i valori probabilistici da impiegare successivamente nelle verifiche.

9.1 Stato Limite di Salvaguardia della Vita

Le azioni sulla costruzione sono state cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

Per gli stati limite ultimi sono state adottate le combinazioni del tipo:

$$g_{G1} \cdot G_1 + g_{G2} \cdot G_2 + g_p \cdot P + g_{Q1} \cdot Q_{K1} + g_{Q2} \cdot y_{02} \cdot Q_{K2} + g_{Q3} \cdot y_{03} \cdot Q_{K3} + \dots \quad (1)$$

dove:

- G_1 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo);
- G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;
- Q azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:
 - di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
 - di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile;
- g_g, g_q, g_p coefficienti parziali come definiti nella Tab. 2.6.I del D.M. 2018;
- y_{0i} sono i coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

Le **76 combinazioni** risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico elementare: ciascuna condizione di carico accidentale, a rotazione, è stata considerata sollecitazione di base (Q_{k1} nella formula precedente).

I coefficienti relativi a tali combinazioni di carico sono riportati negli allegati "Tabulati di calcolo".

Le verifiche strutturali e geotecniche delle fondazioni, sono state effettuate con l'**Approccio 2** come definito al §2.6.1 del D.M. 2018, attraverso la combinazione **A1+M1+R3**. Le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 definiti nella Tab. 6.2.I del D.M. 2018.

I valori di resistenza del terreno sono stati ridotti tramite i coefficienti della colonna M1 definiti nella Tab. 6.2.II del D.M. 2018.

I valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per i coefficienti R3 della Tab. 6.4.I del D.M. 2018 per le fondazioni superficiali.

Si è quindi provveduto a progettare le armature di ogni elemento strutturale per ciascuno dei valori ottenuti secondo le modalità precedentemente illustrate. Nella sezione relativa alle verifiche dei "Tabulati di calcolo" in allegato sono riportati, per brevità, i valori della sollecitazione relativi alla combinazione cui corrisponde il minimo valore del coefficiente di sicurezza.

9.2 Stati Limite di Esercizio

Allo Stato Limite di Esercizio le sollecitazioni con cui sono state semiprogettate le aste in c.a. sono state ricavate applicando le formule riportate nel D.M. 2018 al §2.5.3. Per le verifiche agli stati limite di esercizio, a seconda dei casi, si fa riferimento alle seguenti combinazioni di carico:

rara	frequente	quasi permanente
$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$	$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$	$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

dove:

- G_{kj} : valore caratteristico della j-esima azione permanente;
- P_{kh} : valore caratteristico della h-esima deformazione impressa;
- Q_{k1} : valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;
- Q_{ki} : valore caratteristico della i-esima azione variabile;
- y_{0i} : coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili di durata breve ma ancora significativi nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili;
- y_{1i} : coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;
- y_{2i} : coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Ai coefficienti y_{0i} , y_{1i} , y_{2i} sono attribuiti i seguenti valori:

9.2.1 Azione	y_{0i}	y_{1i}	y_{2i}
Categoria A – Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B – Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C – Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D – Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H – Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

In maniera analoga a quanto illustrato nel caso dello SLU le combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico; a turno ogni condizione di carico accidentale è stata considerata sollecitazione di base [Q_{k1} nella formula (1)], con ciò dando origine a tanti valori combinati. Per ognuna delle combinazioni ottenute, in funzione dell'elemento (trave, pilastro, etc...) sono state effettuate le verifiche allo SLE (tensioni, deformazioni e fessurazione).

Negli allegati “*Tabulati Di Calcolo*” sono riportanti i coefficienti relativi alle combinazioni di calcolo generate relativamente alle combinazioni di azioni "Quasi Permanente" (1), "Frequente" (3) e "Rara" (3).

Nelle sezioni relative alle verifiche allo SLE dei citati tabulati, inoltre, sono riportati i valori delle sollecitazioni relativi alle combinazioni che hanno originato i risultati più gravosi.

9.3 Azione della Neve

Il carico da neve è stato calcolato seguendo le prescrizioni del §3.4 del D.M. 2018 e le integrazioni della Circolare 2019 n. 7. Il carico da neve, calcolato come di seguito riportato, è stato combinato con le altre azioni variabili definite al §2.5.3, ed utilizzando i coefficienti di combinazione della Tabella 2.5.I del D.M. 2018. Il carico da neve superficiale da applicare sulle coperture è stato stimato utilizzando la relazione [cfr. §3.4.1 D.M. 2018]:

$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t$$

dove:

- q_{sk} è il valore di riferimento del carico della neve al suolo, in $[kN/m^2]$. Tale valore è calcolato in base alla posizione ed all'altitudine (a_s) secondo quanto indicato alla seguente tabella;

Valori di riferimento del carico della neve al suolo, q_{sk} (cfr. §3.4.2 D.M. 2018)

Zona	$a_s \leq 200$ m	$a_s > 200$ m
I – Alpina	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$	$q_{sk} = 1,39 [1+(a_s/728)^2] \text{ kN/m}^2$
I – Mediterranea	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$	$q_{sk} = 1,35 [1+(a_s/602)^2] \text{ kN/m}^2$
II	$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2$	$q_{sk} = 0,85 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2$
III	$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/m}^2$	$q_{sk} = 0,51 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2$

Mappa delle zone di carico della neve
[cfr. Fig. 3.4.1 D.M. 2018].

9.3.1.1.1.1.1 Zone di carico della neve

I - Alpina: Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbano-Cusio-Ossola, Vercelli, Vicenza

I - Mediterranea: Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Monza Brianza, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese

II: Arezzo, Ascoli Piceno, Avellino, Bari, Barletta-Andria-Trani, Benevento, Campobasso, Chieti, Fermo, Ferrara, Firenze, Foggia, Frosinone, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, L'Aquila, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rieti, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona

III: Agrigento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Grosseto, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia-Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo

- μ_i è il coefficiente di forma della copertura, funzione dell'inclinazione della falda (α) e della sua morfologia (vedi tabelle seguenti);

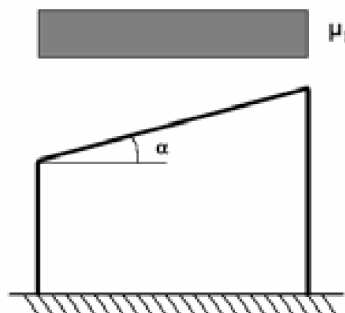
Valori dei coefficienti di forma per falde piane (cfr. Tab. 3.4.II D.M. 2018 e Tab. C3.4.I Circolare 2019 n. 7)

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 \cdot (60 - \alpha) / 30$	0,0
μ_2	$0,8 + 0,8 \cdot \alpha / 30$	1,6	-

Valori dei coefficienti di forma per coperture cilindriche (cfr. §C3.4.3.3.1 Circolare 2019 n. 7)

Angolo di tangenza delle coperture cilindriche, β	Coefficiente di forma, μ_3
per $\beta > 60^\circ$	$\mu_3 = 0$
per $\beta \leq 60^\circ$	$\mu_3 = 0,2 + 10 h / b \leq 2,0$

I coefficienti di forma definiti nelle tabelle precedenti sono stati utilizzati per la scelta delle combinazioni di carico da neve indicate nelle seguenti figure.



Coefficienti di forma e relative combinazioni di carico per la neve: (a) coperture ad una falda [cfr. 3.4.5.2 D.M. 2018], (b) coperture a due falde [cfr. 3.4.5.3 D.M. 2018], (c) coperture a più falde [cfr. C3.4.3.3 Circolare 2019 n. 7], (d) coperture cilindriche [cfr. C3.4.3.3.1 Circolare 2019 n. 7].

- C_E è il coefficiente di esposizione, funzione della topografia del sito (si veda la seguente tabella);

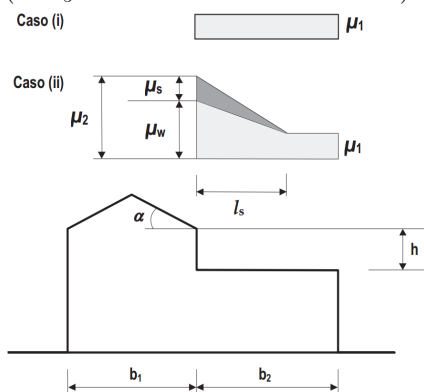
Valori di C_E per diverse classi di esposizione (cfr. Tab. 3.4.I D.M. 2018)

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

- C_t è il coefficiente termico, cautelativamente posto pari ad 1 (cfr. §3.4.4 D.M. 2018).

9.3.2 Coperture adiacenti ed effetti locali

Nel caso di coperture adiacenti, si è proceduto alla stima di un carico da neve aggiuntivo dovuto a fenomeni di accumulo (cfr. §3.4.3.3.3 Circolare 2019 n. 7).



Coefficienti di forma per coperture adiacenti

$$\mu_1 = 0,8$$

$$\mu_2 = \mu_s + \mu_w$$

$$\mu_s = 0 \text{ per } a \leq 15^\circ$$

$$\mu_s = 0,5 \mu_{sup} \text{ per } a > 15^\circ$$

dove:

μ_{sup} è il coefficiente valutato sulla copertura superiore

$$\mu_w = (b_1 + b_2) / 2 h \leq g h / q_{sk}$$

$\gamma = 2 \text{ kN/m}^3$ è il peso specifico della neve

$$l_s = 2 h$$

Inoltre, deve risultare comunque:

$$0,8 \leq \mu_w \leq 4,0$$

$$5 \text{ m} \leq l_s \leq 15 \text{ m}$$

Ulteriori carichi aggiuntivi dovuti a neve sono stati considerati nelle seguenti casistiche:

- accumuli in corrispondenza di sporgenze (cfr. §C3.4.3.3.4 Circolare 2019 n. 7);
- accumuli di neve aggettante dai bordi sporgenti delle coperture (cfr. §C3.4.3.3.5 Circolare 2019 n. 7);
- accumuli in corrispondenza di barriere paraneve o altri ostacoli (cfr. §C3.4.3.3.6 Circolare 2019 n. 7).

10 CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO

10.1 Denominazione

Nome del Software	10.1.1.1.1.1 EdiLus
Versione	usBIM(g)
Caratteristiche del Software	Software per il calcolo di strutture agli elementi finiti per Windows
Numero di serie	11120559
Produzione e Distribuzione	ACCA software S.p.A. Contrada Rosole 13 83043 BAGNOLI IRPINO (AV) - Italy Tel. 0827/69504 r.a. - Fax 0827/601235 e-mail: info@acca.it - Internet: www.acca.it

10.2 Sintesi delle funzionalità generali

Il pacchetto consente di modellare la struttura, di effettuare il dimensionamento e le verifiche di tutti gli elementi strutturali e di generare gli elaborati grafici esecutivi.

È una procedura integrata dotata di tutte le funzionalità necessarie per consentire il calcolo completo di una struttura mediante il metodo degli elementi finiti (FEM); la modellazione della struttura è realizzata tramite elementi Beam (travi e pilastri) e Shell (platee, pareti, solette, setti, travi-parete).

L'input della struttura avviene per oggetti (travi, pilastri, solai, solette, pareti, etc.) in un ambiente grafico

integrato; il modello di calcolo agli elementi finiti, che può essere visualizzato in qualsiasi momento in una apposita finestra, viene generato dinamicamente dal software.

Apposite funzioni consentono la creazione e la manutenzione di archivi Sezioni, Materiali e Carichi; tali archivi sono generali, nel senso che sono creati una tantum e sono pronti per ogni calcolo, potendoli comunque integrare/modificare in ogni momento.

L'utente non può modificare il codice ma soltanto eseguire delle scelte come:

- definire i vincoli di estremità per ciascuna asta (vincoli interni) e gli eventuali vincoli nei nodi (vincoli esterni);
- modificare i parametri necessari alla definizione dell'azione sismica;
- definire condizioni di carico;
- definire gli impalcati come rigidi o meno.

Il programma è dotato di un manuale tecnico ed operativo. L'assistenza è effettuata direttamente dalla casa produttrice, mediante linea telefonica o e-mail.

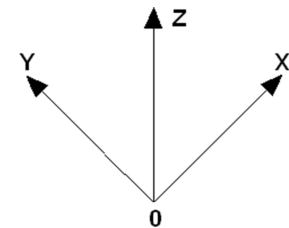
Tutti i risultati del calcolo sono forniti, oltre che in formato numerico, anche in formato grafico permettendo così di evidenziare agevolmente eventuali incongruenze.

Il programma consente la stampa di tutti i dati di input, dei dati del modello strutturale utilizzato, dei risultati del calcolo e delle verifiche dei diagrammi delle sollecitazioni e delle deformate.

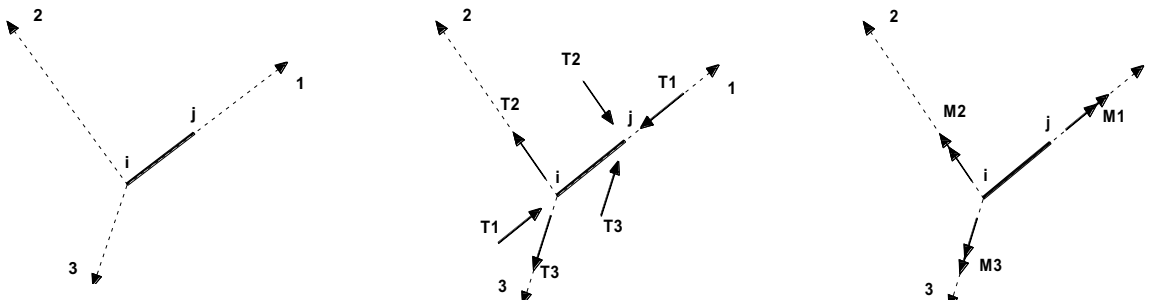
10.3 Sistemi di Riferimento

10.3.1 Riferimento globale

Il sistema di riferimento globale, rispetto al quale va riferita l'intera struttura, è costituito da una terna di assi cartesiani sinistrorsa O, X, Y, Z (X, Y, e Z sono disposti e orientati rispettivamente secondo il pollice, l'indice ed il medio della mano destra, una volta posizionati questi ultimi a 90° tra loro).



10.3.2 Riferimento locale per travi



L'elemento Trave è un classico elemento strutturale in grado di ricevere Carichi distribuiti e Carichi Nodali applicati ai due nodi di estremità; per effetto di tali carichi nascono, negli estremi, sollecitazioni di taglio, sforzo normale, momenti flettenti e torcenti.

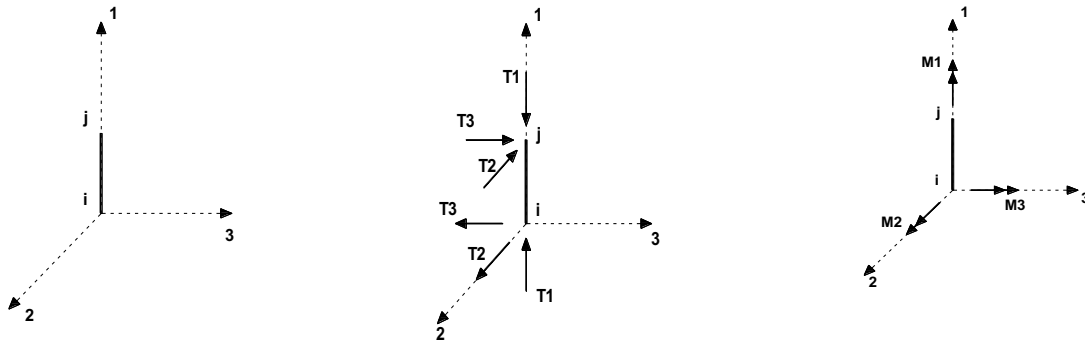
Definiti i e j (nodi iniziale e finale della Trave) viene individuato un sistema di assi cartesiani 1-2-3 locale all'elemento, con origine nel Nodo i così composto:

- asse 1 orientato dal nodo i al nodo j;
- assi 2 e 3 appartenenti alla sezione dell'elemento e coincidenti con gli assi principali d'inerzia della sezione stessa.

Le sollecitazioni verranno fornite in riferimento a tale sistema di riferimento:

5. Sollecitazione di Trazione o Compressione T_1 (agente nella direzione i-j);
6. Sollecitazioni taglianti T_2 e T_3 , agenti nei due piani 1-2 e 1-3, rispettivamente secondo l'asse 2 e l'asse 3;
7. Sollecitazioni che inducono flessione nei piani 1-3 e 1-2 (M_2 e M_3);
8. Sollecitazione torcente M_1 .

10.3.3 Riferimento locale per pilastri



Definiti i e j come i due nodi iniziale e finale del pilastro, viene individuato un sistema di assi cartesiani 1-2-3 locale all'elemento, con origine nel Nodo i così composto:

- asse 1 orientato dal nodo i al nodo j ;
- asse 2 perpendicolare all' asse 1, parallelo e discorde all'asse globale Y ;
- asse 3 che completa la terna destrorsa, parallelo e concorde all'asse globale X .

Tale sistema di riferimento è valido per Pilastri con angolo di rotazione pari a '0' gradi; una rotazione del pilastro nel piano XY ha l'effetto di ruotare anche tale sistema (ad es. una rotazione di '90' gradi porterebbe l'asse 2 a essere parallelo e concorde all'asse X , mentre l'asse 3 sarebbe parallelo e concorde all'asse globale Y). La rotazione non ha alcun effetto sull'asse 1 che coinciderà sempre e comunque con l'asse globale Z .

Per quanto riguarda le sollecitazioni si ha:

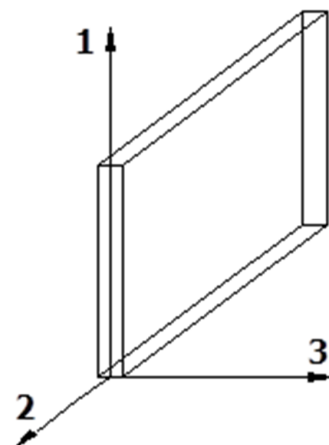
- una forza di trazione o compressione T_1 , agente lungo l'asse locale 1;
- due forze taglianti T_2 e T_3 agenti lungo i due assi locali 2 e 3;
- due vettori momento (flettente) M_2 e M_3 agenti lungo i due assi locali 2 e 3;
- un vettore momento (torcente) M_1 agente lungo l'asse locale nel piano 1.

10.3.4 Riferimento locale per pareti

Una parete è costituita da una sequenza di setti; ciascun setto è caratterizzato da un sistema di riferimento locale 1-2-3 così individuato:

- asse 1, coincidente con l'asse globale Z ;
- asse 2, parallelo e discorde alla linea d'asse della traccia del setto in pianta;
- asse 3, ortogonale al piano della parete, che completa la terna levogira.

Su ciascun setto l'utente ha la possibilità di applicare uno o più carichi uniformemente distribuiti comunque orientati nello spazio; le componenti di tali carichi possono essere fornite, a discrezione dell'utente, rispetto al riferimento globale X,Y,Z oppure rispetto al riferimento locale 1,2,3 appena definito.



Si rende necessario, a questo punto, meglio precisare le modalità con cui EdiLus restituisce i risultati di calcolo. Nel modello di calcolo agli elementi finiti ciascun setto è discretizzato in una serie di elementi tipo "shell" interconnessi; il solutore agli elementi finiti integrato nel programma EdiLus, definisce un riferimento locale per ciascun elemento shell e restituisce i valori delle tensioni esclusivamente rispetto a tali riferimenti.

Il software EdiLus provvede ad omogeneizzare tutti i valori riferendoli alla terna 1-2-3. Tale operazione consente, in fase di input, di ridurre al minimo gli errori dovuti alla complessità d'immissione dei dati stessi ed allo stesso tempo di restituire all'utente dei risultati facilmente interpretabili.

Tutti i dati cioè, sia in fase di input che in fase di output, sono organizzati secondo un criterio razionale vicino al modo di operare del tecnico e svincolato dal procedimento seguito dall'elaboratore elettronico.

In tal modo ad esempio, il significato dei valori delle tensioni può essere compreso con immediatezza non solo dal progettista che ha operato con il programma ma anche da un tecnico terzo non coinvolto nell'elaborazione; entrambi, così, potranno controllare con facilità dal tabulato di calcolo, la congruità dei valori riportati.

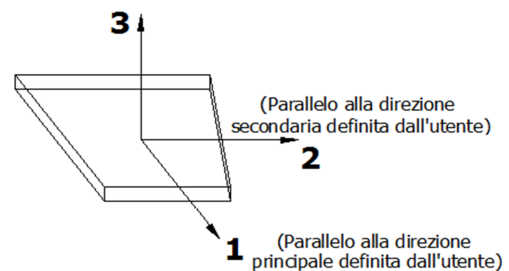
Un'ultima notazione deve essere riservata alla modalità con cui il programma fornisce le armature delle pareti, con riferimento alla faccia anteriore e posteriore.

La faccia anteriore è quella di normale uscente concorde all'asse 3 come prima definito o, identicamente, quella posta alla destra dell'osservatore che percorresse il bordo superiore della parete concordemente al verso di tracciamento.

10.3.5 Riferimento locale per solette e platee

Ciascuna soletta e platea è caratterizzata da un sistema di riferimento locale 1,2,3 così definito:

- asse 1, coincidente con la direzione principale di armatura;
- asse 2, coincidente con la direzione secondaria di armatura;
- asse 3, ortogonale al piano della parete, che completa la terna levogira.



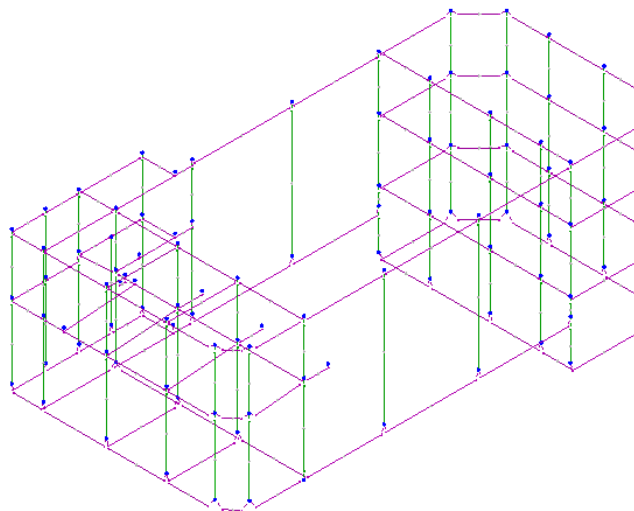
10.4 Modello di Calcolo

Il modello della struttura viene creato automaticamente dal codice di calcolo, individuando i vari elementi strutturali e fornendo le loro caratteristiche geometriche e meccaniche.

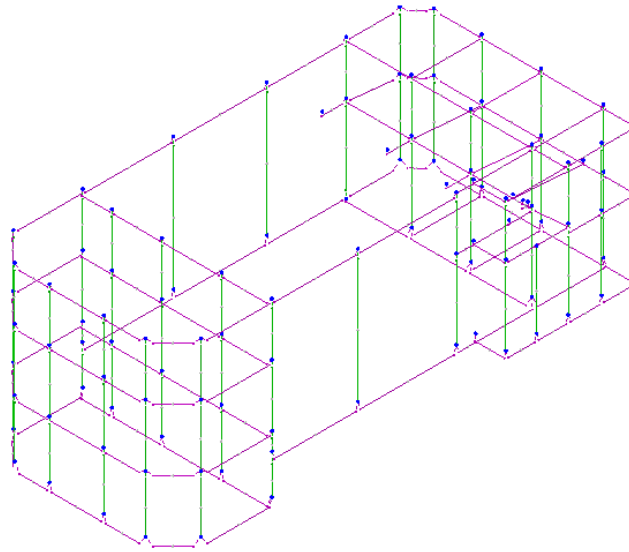
Viene definita un'opportuna numerazione degli elementi (nodi, aste, shell) costituenti il modello, al fine di individuare celermente ed univocamente ciascun elemento nei "Tabulati di calcolo".

Qui di seguito è fornita una rappresentazione grafica dettagliata della discretizzazione operata con evidenziazione dei nodi e degli elementi.

Vista Anteriore



Vista Posteriore



Le aste in **c.a.**, in **acciaio**, sia travi che pilastri, sono schematizzate con un tratto flessibile centrale e da due tratti (braccetti) rigidi alle estremità. I nodi vengono posizionati sull'asse verticale dei pilastri, in corrispondenza dell'estradosso della trave più alta che in esso si collega. Tramite i braccetti i tratti flessibili sono quindi collegati ad esso. In questa maniera il nodo risulta perfettamente aderente alla realtà poiché vengono presi in conto tutti gli eventuali disassamenti degli elementi con gli effetti che si possono determinare, quali momenti flettenti/torcenti aggiuntivi.

Le sollecitazioni vengono determinate solo per il tratto flessibile. Sui tratti rigidi, infatti, essendo (teoricamente) nulle le deformazioni, le sollecitazioni risultano indeterminate.

Questa schematizzazione dei nodi viene automaticamente realizzata dal programma anche quando il nodo sia determinato dall'incontro di più travi senza il pilastro, o all'attacco di travi/pilastri con elementi shell.

La modellazione del materiale degli elementi in c.a., acciaio e legno segue la classica teoria dell'elasticità lineare; per cui il materiale è caratterizzato oltre che dal peso specifico, da un modulo elastico (E) e un modulo tagliante (G).

La possibile fessurazione degli elementi in c.a. è stata tenuta in conto nel modello considerando un opportuno decremento del modulo di elasticità e del modulo di taglio, nei limiti di quanto previsto dalla normativa vigente per ciascuno stato limite.

Gli eventuali elementi di **fondazione** (travi, platee, plinti, plinti su pali e pali) sono modellati assumendo un comportamento elastico-lineare sia a trazione che a compressione.

11 PROGETTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

La verifica degli elementi allo SLU avviene col seguente procedimento:

- si costruiscono le combinazioni non sismiche in base al D.M. 2018, ottenendo un insieme di sollecitazioni;
- si combinano tali sollecitazioni con quelle dovute all'azione del sisma secondo quanto indicato nel §2.5.3, relazione (2.5.5) del D.M. 2018;
- per sollecitazioni semplici (flessione retta, taglio, etc.) si individuano i valori minimo e massimo con cui progettare o verificare l'elemento considerato; per sollecitazioni composte (pressoflessione retta/deviata) vengono eseguite le verifiche per tutte le possibili combinazioni e solo a seguito di ciò si individua quella che ha originato il minimo coefficiente di sicurezza.

11.1 Verifiche di Resistenza

11.1.1 Elementi in C.A.

Illustriamo, in dettaglio, il procedimento seguito in presenza di pressoflessione deviata (pilastri e trave di sezione generica):

- per tutte le terne M_x , M_y , N , individuate secondo la modalità precedentemente illustrata, si calcola il coefficiente di sicurezza in base alla formula 4.1.19 del D.M. 2018, effettuando due verifiche a pressoflessione retta con la seguente formula:

$$\left(\frac{M_{Ex}}{M_{Rx}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{Ey}}{M_{Ry}}\right)^\alpha \leq 1$$

dove:

M_{Ex} , M_{Ey} sono i valori di calcolo delle due componenti di flessione retta dell'azione attorno agli assi di flessione X ed Y del sistema di riferimento locale;

M_{Rx} , M_{Ry} sono i valori di calcolo dei momenti resistenti di pressoflessione retta corrispondenti allo sforzo assiale N_{Ed} valutati separatamente attorno agli assi di flessione.

L'esponente α può dedursi in funzione della geometria della sezione, della percentuale meccanica dell'armatura e della sollecitazione di sforzo normale agente.

- se per almeno una di queste terne la relazione 4.1.19 non è rispettata, si incrementa l'armatura variando il diametro delle barre utilizzate e/o il numero delle stesse in maniera iterativa fino a quando la suddetta relazione è rispettata per tutte le terne considerate.

Sempre quanto concerne il progetto degli elementi in c.a. illustriamo in dettaglio il procedimento seguito per le travi verificate/semiprogettate a pressoflessione retta:

- per tutte le coppie M_x , N , individuate secondo la modalità precedentemente illustrata, si calcola il coefficiente di sicurezza in base all'armatura adottata;
- se per almeno una di queste coppie esso è inferiore all'unità, si incrementa l'armatura variando il diametro delle barre utilizzate e/o il numero delle stesse in maniera iterativa fino a quando il coefficiente di sicurezza risulta maggiore o al più uguale all'unità per tutte le coppie considerate.

Nei "*Tabulati di calcolo*", per brevità, non potendo riportare una così grossa mole di dati, si riporta la terna M_x , M_y , N , o la coppia M_x , N che ha dato luogo al minimo coefficiente di sicurezza.

Una volta semiprogettate le armature allo SLU, si procede alla verifica delle sezioni allo Stato Limite di Esercizio con le sollecitazioni derivanti dalle combinazioni rare, frequenti e quasi permanenti; se necessario, le armature vengono integrate per far rientrare le tensioni entro i massimi valori previsti.

Successivamente si procede alle verifiche alla deformazione, quando richiesto, ed alla fessurazione che, come è noto, sono tese ad assicurare la durabilità dell'opera nel tempo.

11.1.1.1 Elementi in C.A. esistenti (Criteri e tipi d'intervento di rinforzo)

Per quanto attiene agli elementi esistenti (*di Fatto*), ai fini delle verifiche di sicurezza, gli elementi strutturali vengono distinti in **duttili** e **fragili**. La classificazione degli elementi/meccanismi nelle due categorie è di seguito riportata:

- duttili**: travi, pilastri e pareti/setti inflesse con e senza sforzo normale;
- fragili**: meccanismi di taglio in travi, pilastri, pareti/setti e nodi.

Nel caso di uso del fattore di comportamento, tutti gli elementi strutturali "duttili" devono soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica, ridotta del fattore di comportamento q , sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza. Tutti gli elementi strutturali "fragili" devono, invece, soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica, ridotta per $q = 1,5$, sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza.

Per gli elementi fragili, la resistenza a taglio si valuta come nel caso di situazioni non sismiche.

Per i nodi, la verifica di resistenza viene eseguita secondo quanto indicato nel §C8.7.2.5 della succitata Circolare verificando sia la resistenza a trazione diagonale [relazione (8.7.2.2)] che quella a compressione diagonale [relazione (8.7.2.3)].

Per quanto concerne gli elementi strutturali di nuova realizzazione (*di Progetto*), la progettazione e verifica di tali elementi segue le stesse regole previste per le strutture di nuova edificazione.

Di seguito si riporta un elenco dei possibili interventi di rinforzo previsti dal software di calcolo per i vari elementi strutturali in cemento armato:

11.2 Travi	11.2.1 Pilastri	11.2.2 Nodi
<ul style="list-style-type: none"> - Placcaggio con FRP per Flessione - Placcaggio con FRP per Taglio - Incamiciatura in c.a. - Incremento di altezza 	<ul style="list-style-type: none"> - Cerchiatura con FRP (per taglio) - Cerchiatura Acciaio - Incamiciatura in c.a. 	<ul style="list-style-type: none"> - Confinamento del Nodo con fasciature in FRP
11.2.3 Pareti in C.A.	11.2.4 Fondazioni	
<ul style="list-style-type: none"> - Rinforzo con Betoncino Armato - Rinforzo con FRP 	<ul style="list-style-type: none"> - Sottofondazione (per carico limite) 	

Placcaggio e fasciature in materiali compositi (FRP)

L'uso di idonei materiali compositi (o altri materiali resistenti a trazione) nel rinforzo sismico di elementi in c.a. è finalizzato agli obiettivi seguenti:

- incrementare la resistenza a flessione semplice o a pressoflessione di pilastri, travi e pareti mediante l'applicazione di compositi con fibre disposte nella direzione dell'asse dell'elemento e, in aggiunta, anche in altre direzioni;
- incrementare la resistenza a taglio di pilastri, travi e pareti mediante applicazione di FRP con le fibre disposte ortogonalmente all'asse dell'elemento (disposte secondo la direzione delle staffe) e, in aggiunta, anche in altre direzioni;
- incrementare la duttilità di travi, pilastri e pareti mediante fasciatura con fibre continue disposte lungo il perimetro;
- migliorare l'efficienza delle giunzioni per sovrapposizione, mediante fasciatura con fibre continue disposte lungo il perimetro.
- impedire lo svergolamento delle barre longitudinali soggette a compressione mediante fasciatura con FRP a fibre continue disposte lungo il perimetro;
- incrementare la resistenza a trazione dei pannelli dei nodi trave-pilastro mediante applicazione di fasce di FRP con le fibre disposte secondo le isostatiche di trazione.

Ai fini delle verifiche di sicurezza degli elementi rafforzati con FRP si sono adottate le "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati - Materiali, strutture di c.a. e di c.a.p., strutture murarie" (CNR-DT 200 R1/2013).

11.2.4.1 Fondazioni superficiali

Le metodologie, i modelli usati ed i risultati del calcolo del carico limite sono esposti nella relazione GEOTECNICA.

11.2.5 Elementi in Acciaio

Per quanto concerne la verifica degli elementi in **acciaio**, le verifiche effettuate per ogni elemento dipendono dalla funzione dell'elemento nella struttura. Ad esempio, elementi con prevalente comportamento assiale (controventi o appartenenti a travature reticolari) sono verificate a trazione e/o compressione; elementi con funzioni portanti nei confronti dei carichi verticali sono verificati a Pressoflessione retta e Taglio; elementi con funzioni resistenti nei confronti di azioni orizzontali sono verificati a pressoflessione deviata e taglio oppure a sforzo normale se hanno la funzione di controventi.

Le verifiche allo SLU sono effettuate sempre controllando il soddisfacimento della relazione:

$$R_d \geq S_d$$

dove R_d è la resistenza calcolata come rapporto tra R_k (resistenza caratteristica del materiale) e g (coefficiente di sicurezza), mentre S_d è la generica sollecitazione di progetto calcolata considerando tutte le Combinazioni di Carico per lo Stato Limite esaminato.

La resistenza viene determinata, in funzione della Classe di appartenenza della Sezione metallica, col metodo Elastico o Plastico (vedi §4.2.3.2 del D.M. 2018).

Viene portato in conto l'indebolimento causato dall'eventuale presenza di fori.

Le verifiche effettuate sono quelle previste al §4.2.4.1.2 D.M. 2018 ed in particolare:

- Verifiche di Trazione
- Verifiche di Compressione
- Verifiche di Flessione Monoassiale
- Verifiche di Taglio (considerando l'influenza della Torsione) assiale e biassiale.
- Verifiche per contemporanea presenza di Flessione e Taglio
- Verifiche per PressoFlessione retta e biassiale

Nei "Tabulati di calcolo", per ogni tipo di Verifica e per ogni elemento interessato dalla Verifica, sono riportati i valori delle resistenze e delle sollecitazioni che hanno dato il minimo coefficiente di sicurezza, calcolato generalmente come:

$$CS = R_d/S_d.$$

11.2.5.1 Verifiche di Instabilità

Per tutti gli elementi strutturali sono state condotte verifiche di stabilità delle membrature secondo le indicazioni del §4.2.4.1.3 del D.M. 2018; in particolare sono state effettuate le seguenti verifiche:

- Verifiche di stabilità per compressione semplice, con controllo della snellezza.
- Verifiche di stabilità per elementi inflessi.
- Verifiche di stabilità per elementi inflessi e compressi.

Le verifiche sono effettuate considerando la possibilità di instabilizzazione flessotorsionale.

Nei "Tabulati di calcolo", per ogni tipo di verifica e per ogni elemento strutturale, sono riportati i risultati di tali verifiche.

11.2.5.2 Verifiche di Deformabilità

Sono state condotte le verifiche definite al §4.2.4.2 del D.M. 2018 e in particolare si citano:

- Verifiche agli spostamenti verticali per i singoli elementi (§4.2.4.2.1 D.M. 2018).
- Verifiche agli spostamenti laterali per i singoli elementi (§4.2.4.2.2 D.M. 2018).
- Verifiche agli spostamenti per il piano e per l'edificio (§4.2.4.2.2 D.M. 2018).

I relativi risultati sono riportati nei "Tabulati di calcolo".

11.3 DETTAGLI STRUTTURALI

Il progetto delle strutture è stato condotto rispettando i dettagli strutturali previsti dal D.M. 2018, nel seguito illustrati. Il rispetto dei dettagli può essere evinto, oltreché dagli elaborati grafici, anche dalle verifiche riportate nei tabulati allegati alla presente relazione.

12 TABULATI DI CALCOLO

Per quanto non espressamente sopra riportato, ed in particolar modo per ciò che concerne i dati numerici di calcolo, si rimanda all'allegato "Tabulati di calcolo" costituente parte integrante della presente relazione.

CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

1 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Norme tecniche per le Costruzioni 2018

Aggiornamento alle Norme tecniche per le costruzioni D.M. 17 gennaio 2018.

Gli **stati limite ultimi** per sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni (**GEO**) riguardano:

- collasso per **carico limite** nei terreni di fondazione;
- **scorrimento** sul piano di posa.

In tali verifiche, tutte le azioni su un elemento di fondazione possono essere ricondotte a una forza risultante applicata al piano di posa.

Per le verifiche agli stati limite ultimi di tipo geotecnico (**GEO**) per carico limite e per scorrimento si deve fare riferimento all'**approccio 2**.

L'analisi deve essere condotta con la Combinazione (**A1+M1+R3**), nella quale i coefficienti parziali sui parametri di resistenza del terreno (**M1**) sono unitari, i coefficienti parziali sulle azioni (**A1**) sono indicati dalla tabella 6.2.I e la resistenza globale del sistema è ridotta tramite i coefficienti g_R del gruppo **R3** riportati in tab. 6.4.I.

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale g_F (g_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	g_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Carichi permanenti G_2 (1)	Favorevole	g_{G2}	0.8	0.8	0.8
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Azioni variabili Q	Favorevole	g_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

(1) Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti g_{G1}

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali g_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale (R3)

Carico limite	$g_R = 2.3$
Scorrimento	$g_R = 1.1$

2 STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

La capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio (SLE) deve essere verificata confrontando il valore limite di progetto associato a ciascun aspetto di funzionalità esaminato (C_d), con il corrispondente valore di progetto dell'effetto delle azioni (E_d), attraverso la seguente espressione formale:

$$E_d < C_d$$

Dove:

- E_d valore di progetto dell'azione o degli effetti dell'azione;
- C_d valore limite dell'effetto delle azioni (spostamenti e deformazioni che possano compromettere

la funzionalità di una struttura).

I valori degli spostamenti e delle distorsioni andranno calcolati considerando le combinazioni di carico per gli SLE specificate al §2.5.3:

- Combinazione frequente;
- Combinazione quasi permanente s.l.t.

Le verifiche relative alle deformazioni (cedimenti) e agli spostamenti si effettuano adoperando i valori caratteristici dei parametri (f_k).

Nelle analisi, devono essere impiegati i valori caratteristici delle proprietà meccaniche e pertanto i relativi coefficienti parziali di sicurezza devono sempre essere assunti unitari ($f_k = f_d$): si adottano i valori caratteristici dei moduli di deformazione dei terreni (E'_k, E_{edk}).

Sotto l'effetto **dell'azione sismica** di progetto le opere e i sistemi geotecnici devono rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio già definiti in precedenza (§ 3.2.1 NTC), con i requisiti di sicurezza indicati nel § 7.1.

Le verifiche degli stati limite ultimi in presenza di azioni sismiche devono essere eseguite ponendo **pari a 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici** e impiegando **le resistenze di progetto**, con i coefficienti parziali g_R indicati nel presente Capitolo 7 oppure con i g_R indicati nel Capitolo 6 laddove non espressamente specificato.

Stato Limite Ultimo (SLV) per carico limite (§ 7.11.5.3.1)

Le azioni derivano dall'analisi della struttura in elevazione come specificato al § 7.2.5. Le resistenze sono i corrispondenti valori limite che producono il collasso del complesso fondazione-terreno; esse sono valutabili mediante l'estensione di procedure classiche al caso di azione sismica, tenendo conto dell'effetto dell'inclinazione e dell'eccentricità delle azioni in fondazione. Il corrispondente valore di progetto si ottiene applicando il coefficiente g_R di Tabella 7.11.II. **Se, nel calcolo del carico limite, si considera esplicitamente l'effetto delle azioni inerziali sul volume di terreno significativo (e.g. Richards et al., Paolucci e Pecker), il coefficiente g_R può essere ridotto a 1.8.**

Stato Limite Ultimo (SLV) per scorrimento sul piano di posa (§ 7.11.5.3.1)

Per azione si intende il valore della forza agente parallelamente al piano di scorrimento, per resistenza

si intende la risultante delle tensioni tangenziali limite sullo stesso piano, sommata, in casi particolari, alla risultante delle tensioni limite agenti sulle superfici laterali della fondazione.

Specificamente, si può tener conto della resistenza lungo le superfici laterali nel caso di contatto diretto fondazione-terreno in scavi a sezione obbligata o di contatto diretto fondazione-calcestruzzo o fondazione-acciaio in scavi sostenuti da paratie o palancole.

In tali casi, il progettista deve indicare l'aliquota della resistenza lungo le superfici laterali che intende portare in conto, da giustificare con considerazioni relative alle caratteristiche meccaniche dei terreni e ai criteri costruttivi dell'opera.

Ai fini della verifica allo scorrimento, si può considerare la resistenza passiva solo nel caso di effettiva permanenza di tale contributo, portando in conto un'aliquota non superiore al 50%.

STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

A meno dell'impiego di specifiche analisi dinamiche, in grado di fornire la risposta deformativa del sistema fondazione-terreno, la verifica nei confronti dello stato limite di danno può essere ritenuta soddisfatta impiegando le azioni corrispondenti allo SLD e determinando il carico limite di progetto con il coefficiente g_R riportato nella Tabella 7.11.II.

Tab. 7.11.II - Coefficienti parziali g_R per le verifiche degli stati limite (SLV) delle fondazioni superficiali con azioni sismiche

Verifica	Coefficiente parziale
Carico limite	2.3
Scorrimento	1.1
Resistenza sulle superfici laterali	1.3

3

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU TERRENI

Il carico limite di una fondazione superficiale può essere definito con riferimento a quel valore massimo del carico per il quale in nessun punto del sottosuolo si raggiunge la condizione di rottura (metodo di Frolich), oppure con riferimento a quel valore del carico, maggiore del precedente, per il quale il fenomeno di rottura si è esteso ad un ampio volume del suolo (metodo di Prandtl e successivi).

Prandtl ha studiato il problema della rottura di un semispazio elastico per effetto di un carico applicato sulla sua superficie con riferimento all'acciaio, caratterizzando la resistenza a rottura con una legge del tipo:

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan \varphi \quad \text{valida anche per i terreni.}$$

Le ipotesi e le condizioni introdotte dal Prandtl sono le seguenti:

- Materiale privo di peso e quindi $g=0$
- Comportamento rigido - plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione $\tau = c + \sigma \cdot \tan \varphi$
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza $2b$
(stato di deformazione piana)
- Tensioni tangenziali nulle al contatto fra la striscia di carico e la superficie limite del

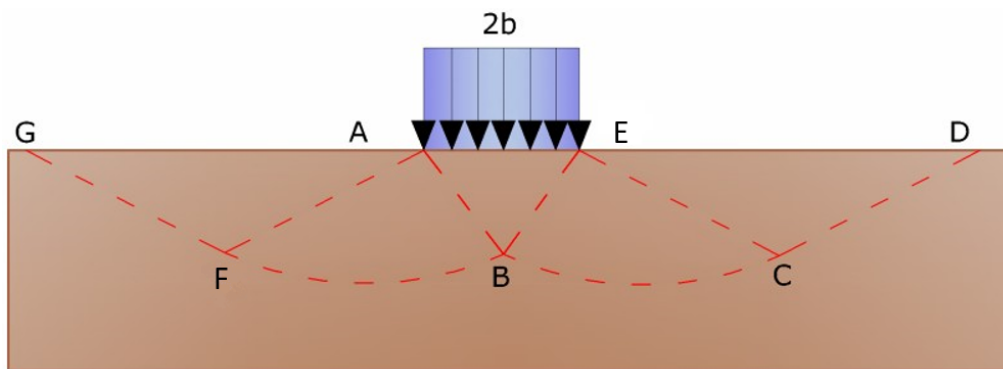
semispazio.

All'atto della rottura si verifica la plasticizzazione del materiale racchiuso fra la superficie limite del semispazio e la superficie $GFBCD$.

Nel triangolo AEB la rottura avviene secondo due famiglie di segmenti rettilinei ed inclinati di $45^\circ + j/2$ rispetto all'orizzontale.

Nelle zone ABF e EBC la rottura si produce lungo due famiglie di linee, l'una costituita da segmenti rettilinei passanti rispettivamente per i punti A ed E e l'altra da archi di due famiglie di spirali logaritmiche.

I poli di queste sono i punti A ed E . Nei triangoli AFG e ECD la rottura avviene su segmenti inclinati di $\pm (45^\circ + j/2)$ rispetto alla verticale.



Meccanismo di rottura di Prandtl

Individuato così il volume di terreno portato a rottura dal carico limite, questo può essere calcolato scrivendo la condizione di equilibrio fra le forze agenti su qualsiasi volume di terreno delimitato in basso da una qualunque delle superfici di scorrimento.

Si arriva quindi ad una equazione $q = B \cdot c$, dove il coefficiente B dipende soltanto dall'angolo di attrito j del terreno.

$$B = \cot g \varphi \left[e^{\pi \operatorname{tg} \varphi \operatorname{tg}^2 (45^\circ + \varphi / 2)} - 1 \right]$$

Per $j=0$ il coefficiente B risulta pari a 5.14, quindi $q=5.14 \cdot c$.

Nell'altro caso particolare di terreno privo di coesione ($c=0$, g^10) risulta $q=0$, secondo la teoria di **Prandtl**, non sarebbe dunque possibile applicare nessun carico sulla superficie limite di un terreno incoerente.

Questa teoria, anche se non applicabile praticamente, ha dato inizio a tutte le ricerche ed i metodi di calcolo successivi.

Infatti, **Caquot** si pose nelle stesse condizioni di Prandtl ad eccezione del fatto che la striscia di carico non è più applicata sulla superficie limite del semispazio, ma a una profondità h , con $h \ll 2b$; il terreno compreso tra la superficie e la profondità h ha le seguenti caratteristiche: g^10 , $j=0$, $c=0$, rappresenta un mezzo dotato di peso ma privo di resistenza.

Risolvendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione:

$$q = A \cdot \gamma_1 + B \cdot c$$

che è sicuramente un passo avanti rispetto a Prandtl, ma che ancora non rispecchia la realtà.

METODO DI TERZAGHI (1955)

Terzaghi, proseguendo lo studio di Caquot, ha apportato alcune modifiche per tenere conto delle effettive caratteristiche dell'insieme opera di fondazione-terreno.

Sotto l'azione del carico trasmesso dalla fondazione il terreno che si trova a contatto con la fondazione stessa tende a sfuggire lateralmente, ma ne è impedito dalle resistenze tangenziali che

si sviluppano fra la fondazione ed il terreno. Ciò comporta una modifica dello stato tensionale nel terreno posto direttamente al di sotto della fondazione; per tenerne conto *Terzaghi* assegna ai lati AB ed EB del cuneo di Prandtl una inclinazione γ rispetto all'orizzontale, scegliendo il valore di γ in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno al contatto terreno-opera di fondazione.

L'ipotesi $g_2 = 0$ per il terreno sotto la fondazione viene così superata ammettendo che le superfici di rottura restino inalterate, l'espressione del carico limite è quindi:

$$q = A \cdot \gamma_1 \cdot h + B \cdot c + C \cdot \gamma \cdot b$$

in cui C è un coefficiente che risulta funzione dell'angolo di attrito j del terreno posto al di sotto del piano di posa e dell'angolo j prima definito; b è la semilarghezza della striscia.

Inoltre, basandosi su dati sperimentali, *Terzaghi* passa dal problema piano al problema spaziale introducendo dei fattori di forma.

Un ulteriore contributo è stato apportato da *Terzaghi* sull'effettivo comportamento del terreno. Nel metodo di Prandtl si ipotizza un comportamento del terreno rigido-plastico, *Terzaghi* invece ammette questo comportamento nei terreni molto compatti.

In essi, infatti, la curva carichi-cedimenti presenta un primo tratto rettilineo, seguito da un breve tratto curvilineo (comportamento elasto-plastico); la rottura è istantanea ed il valore del carico limite risulta chiaramente individuato (rottura generale).

In un terreno molto sciolto invece la relazione carichi-cedimenti presenta un tratto curvilineo accentuato fin dai carichi più bassi per effetto di una rottura progressiva del terreno (rottura locale); di conseguenza l'individuazione del carico limite non è così chiara ed evidente come nel caso dei terreni compatti.

Per i terreni molto sciolti, *Terzaghi* consiglia di prendere in considerazione il carico limite il valore che si calcola con la formula precedente introducendo però dei valori ridotti delle caratteristiche meccaniche del terreno e precisamente:

$$\tan \varphi_{rid} = \frac{2}{3} \tan \varphi \quad c_{rid} = \frac{2}{3} c$$

Esplicitando i coefficienti della formula precedente, la formula di *Terzaghi* può essere scritta:

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot s_c + \gamma \cdot D \cdot N_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

dove:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cdot \cos^2(45 + \varphi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \varphi/2) \tan \varphi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \varphi}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \varphi} - 1 \right)$$

FORMULA DI MEYERHOF (1963)

Meyerhof propose una formula per il calcolo del carico limite simile a quella di *Terzaghi*; le

differenze consistono nell'introduzione di ulteriori coefficienti di forma.

Egli introdusse un coefficiente s_q che moltiplica il fattore N_q , fattori di profondità d_i e di pendenza i_i per il caso in cui il carico trasmesso alla fondazione è inclinato sulla verticale.

I valori dei coefficienti N furono ottenuti da Meyerhof ipotizzando vari archi di prova BD (v. meccanismo Prandtl), considerando valori approssimati del taglio che si sviluppa nel terreno al di sopra del piano di posa. I fattori di forma tratti da Meyerhof sono di seguito riportati, insieme all'espressione della formula.

Carico verticale

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma$$

Carico inclinato

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma$$

$$N_q = e^{(0.75\pi - \varphi/2)} \cdot \tan^2(45 + \varphi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4 \cdot \varphi)$$

fattore di forma:

$$s_c = 1 + 0.2 \cdot k_p \cdot \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi > 0$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 \cdot k_p \cdot \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi = 0$$

fattore di profondità:

$$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{k_p} \cdot \frac{D}{B}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{k_p} \cdot \frac{D}{B} \quad \text{per } \varphi > 10$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \varphi > 10$$

inclinazione:

$$i_c = i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi}\right)^2 \quad \text{per } \varphi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{per } \varphi = 0$$

dove:

- $k_p = \tan^2(45 + \varphi/2)$
- $q =$ *Inclinazione della risultante sulla verticale.*

FORMULA DI HANSEN (1970)

È una ulteriore estensione della formula di *Meyerhof*; le estensioni consistono nell'introduzione di b_j che tiene conto della eventuale inclinazione sull'orizzontale del piano di posa e un fattore g_i per terreno in pendenza.

La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto D/B , quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Per valori di $D/B < 1$:

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan(1 - \sin \varphi)^2 \cdot \frac{D}{B}$$

Per valori $D/B > 1$:

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan(1 - \sin \varphi)^2 \cdot \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

Nel caso $j=0$

D/B	0	1	1.1	2	5	10	20	100
d'_c	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando $j=0$.

Fattore di forma:

$$s'_c = 0.2 \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$$

$s_c = 1$ per fondazioni nastroformi

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

Fattori di inclinazione del carico:

$$i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot \varphi} \right)^5$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta = 0)$$

$$i_q = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta / 450) \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta = 0)$$

Fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio):

$$g'_c = \frac{\beta}{147}$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta}{147}$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^5$$

Fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata):

$$b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_q \exp(-2\eta \cdot \tan \varphi)$$

FORMULA DI VESIC (1975)

La formula di Vesic è analoga alla formula di Hansen, con N_q ed N_c come per la formula di Meyerhof ed N_g come sotto riportato:

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi$$

I fattori di forma e di profondità che compaiono nelle formule del calcolo della capacità portante sono uguali a quelli proposti da Hansen; alcune differenze sono invece riportate nei fattori di inclinazione del carico, del terreno (fondazione su pendio) e del piano di fondazione (base inclinata).

FORMULA BRICH-HANSEN (EC 7 – EC 8)

Affinché una fondazione possa sostenere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo):

$$V_d \leq R_d$$

Dove V_d è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Nella valutazione analitica del carico limite di progetto R_d , nei terreni a grana fine, si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine.

Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$\frac{R}{A'} = (2 + \pi) \cdot c_u \cdot s_c \cdot i_c + q$$

Dove:

- $A' = B' L'$ area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico;
- c_u coesione non drenata;
- q pressione litostatica totale sul piano di posa
- s_c fattore di forma;
- $s_c = 1 + 0.2 \cdot \left(\frac{B'}{L'}\right)$, per fondazioni rettangolari
- $s_c = 1.2$, per fondazioni quadrate o circolari
- i_c Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H .

$$i_c = 0.5 + 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A'_f \cdot c_a}}$$

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue:

$$\frac{R}{A'} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$$

Dove:

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \varphi'} \cdot \tan^2(45 + \varphi'/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi'$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \tan \varphi'$$

Fattori di forma:

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \sin \varphi' \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_q = 1 + \sin \varphi' \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$

$$s_\gamma = 1 - 0.3 \frac{B'}{L'} \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 0.7 \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$

$$s_c = \frac{s_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1} \quad \text{per forma rettangolare, quadrata o circolare}$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H :

$$i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A'_f \cdot c_a}}$$

$$i_c = i_q - \frac{1-i_q}{N_q-1}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A' \cdot c' \cdot \cot \varphi'}\right)^m$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A' \cdot c' \cdot \cot \varphi'}\right)^{m+1}$$

$$i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

Dove:

$$m = m_B = \frac{\left[2 + \left(\frac{B'}{L'}\right)\right]}{\left[1 + \left(\frac{B'}{L'}\right)\right]} \quad \text{con } H // B'$$

$$m = m_L = \frac{\left[2 + \left(\frac{L'}{B'}\right)\right]}{\left[1 + \left(\frac{L'}{B'}\right)\right]} \quad \text{con } H // L'$$

Se H forma un angolo θ con la direzione di L' , l'esponente "m" viene calcolato con la seguente espressione:

$$m = m_\theta = m_L \cdot \cos^2 \theta + m_B \cdot \sin^2 \theta$$

Oltre ai fattori correttivi di cui sopra sono considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen).

MEYERHOF E HANNA (1978)

Tutta l'analisi teorica sviluppata per la determinazione del carico limite è stata basata sull'ipotesi che il terreno sia isotropico ed omogeneo fino a notevole profondità.

Tale ipotesi però non rispecchia la realtà perché, in natura, il terreno presenta disomogeneità litologica per cui può essere costituito da diverse percentuali delle componenti granulometriche come ghiaia, sabbia, limo e argilla.

Le relazioni per la stima del carico limite, ricavate dall'ipotesi di terreno omogeneo risultano essere molto approssimative se il terreno è stratificato, soprattutto se le superfici di rottura interferiscono con i limiti degli strati del terreno.

Si consideri un sistema costituito da due strati di terreno distinti ed una fondazione posizionata sullo strato superiore a una profondità D dal piano campagna, le superfici di rottura a carico limite possono svilupparsi completamente sullo strato superiore oppure coinvolgere anche il secondo strato. Può accadere che lo strato superiore sia più resistente rispetto allo strato inferiore o viceversa.

In entrambi i casi verrà presentata un'analisi generale per $c = 0$ e si dimostrerà che sarà valida anche nel caso di terreni sabbiosi o argillosi.

Lo studio della capacità portante di un sistema a strati è stato affrontato da diversi autori: Button (1953), Vesic (1975), Meyerhof (1974), Meyerhof e Hanna (1978)

Meyerhof (1974) ha analizzato un sistema a due strati composto da sabbia densa su argilla morbida e sabbia sciolta su argilla rigida e ha supportato il suo studio con alcuni test su modello. Successivamente Meyerhof e Hanna (1978) hanno integrato lo studio di Meyerhof (1974) includendo nelle analisi il terreno privo di coesione.

Si riporta la trattazione di Meyerhof (1974) e Meyerhof e Hanna (1978).

Nella figura 12.16 (a) è rappresentata una fondazione di larghezza B e profondità D in uno strato di terreno resistente (strato 1). Lo strato debole si trova a distanza H dal piano di posa della fondazione.

Se si verificano le condizioni per cui la distanza H non è sufficientemente ampia, oppure, si ha un carico eccezionale, una parte dello stesso carico verrà trasferito oltre il livello mn . Questa condizione indurrà il formarsi di superfici di rottura anche nello strato più debole (strato 2). Se la distanza H è relativamente grande, le superfici di rottura si svilupperanno completamente nello strato 1 come evidenziato in Figura 12.16b.

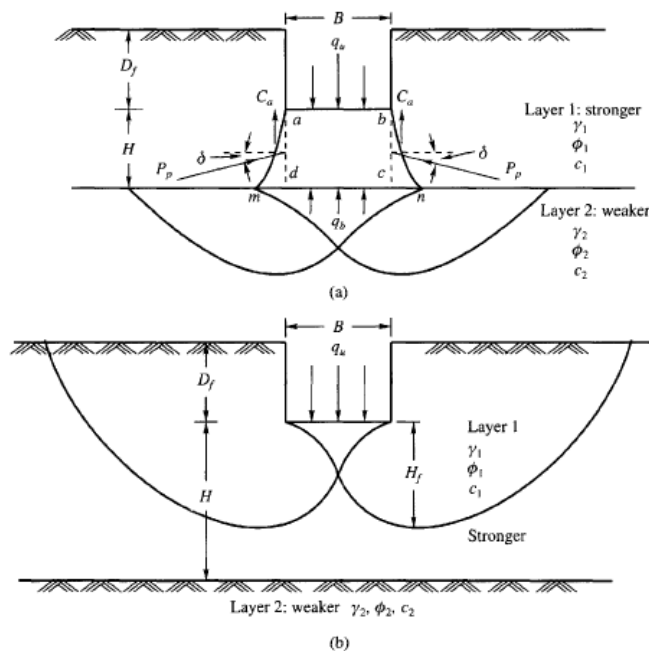


Figure 12.16 Failure of soil below strip footing under vertical load on strong layer overlying weak deposit (after Meyerhof and Hanna, 1978)

Il carico limite negli strati 1 e 2 può essere espresso dalle seguenti relazioni:

Strato 1

$$q_1 = c_1 \cdot N_{c1} + \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot B \cdot N_{\gamma 1}$$

Strato 2

$$q_2 = c_2 \cdot N_{c2} + \frac{1}{2} \gamma_2 \cdot B \cdot N_{\gamma 2}$$

Dove:

- N_{c1}, N_{g1} fattori di capacità portante dello strato 1 con angolo di resistenza a taglio j_1
- N_{c2}, N_{g2} fattori di capacità portante dello strato 2 con angolo di resistenza a taglio j_2

Se il piano di posa della fondazione si trova ad una distanza D_f rispetto al piano campagna e la distanza H è relativamente grande l'espressione del carico limite è la seguente:

$$q_u = q_t = c_1 \cdot N_{c1} + q'_0 \cdot N_{q1} + \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot B \cdot N_{\gamma 1}$$

Se q_1 è maggiore di q_2 e se la distanza H non è sufficiente a formare una condizione di plasticizzazione completa nello strato 1, allora la rottura è legata alla spinta del terreno che si sviluppa dallo strato più debole allo strato più resistente. La formulazione per la stima del carico limite diventa:

$$q_u = q_b + \frac{2 \cdot (c_a + P_p \sin \delta)}{B} - \gamma_1 \cdot H$$

Dove:

- q_b carico limite nello strato 2;
- P_p spinta passiva;
- C_a adesione;
- d inclinazione della spinta passiva rispetto all'orizzontale

Con:

$$P_p = \frac{\gamma_1 \cdot H^2}{2 \cos \delta} \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) \cdot K_p$$

METODO DI RICHARDS ET AL.

Richards, Helm e Budhu (1993) hanno sviluppato una procedura che consente, in condizioni sismiche, di valutare sia il carico limite sia i cedimenti indotti, e quindi di procedere alle verifiche di entrambi gli stati limite (ultimo e di danno). La valutazione del carico limite viene perseguita mediante una semplice estensione del problema del carico limite al caso della presenza di forze di inerzia nel terreno di fondazione dovute al sisma, mentre la stima dei cedimenti viene ottenuta mediante un approccio che segue il metodo di Newmark (cfr. Appendice H di "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica" – Associazione Geotecnica Italiana). Gli autori hanno esteso la classica formula trinomia del carico limite nel seguente modo:

$$q_L = \frac{\gamma_1 \cdot H^2}{2 \cos \delta} \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) \cdot K_p$$

$$q_L = N_q \cdot q + N_c \cdot c + 0.5 N_\gamma \cdot \gamma \cdot B$$

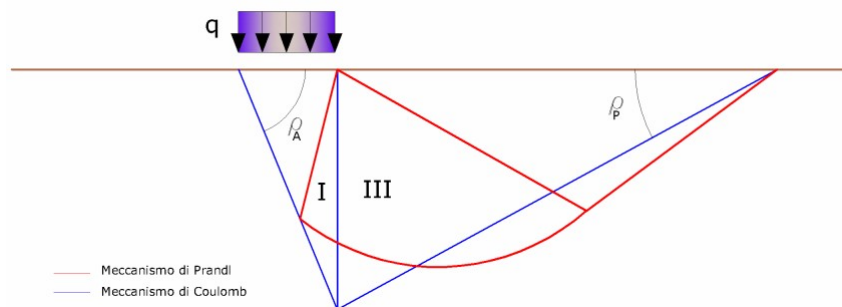
Dove i fattori di capacità portante vengono calcolati con le seguenti formule:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot(\phi)$$

$$N_q = \frac{K_{pE}}{K_{AE}}$$

$$N_\gamma = \left(\frac{K_{pE}}{K_{AE}} - 1 \right) \cdot \tan(\rho_{AE})$$

Gli autori hanno, inoltre, esaminato un meccanismo di tipo Coulomb, con un approccio che segue quello dell'equilibrio limite, considerando anche le forze di inerzia agenti sul volume di terreno sottoposto a rottura. In campo statico, il classico meccanismo di Prandtl può essere infatti approssimato come mostrato nella figura che segue, eliminando la zona di transizione (ventaglio di Prandtl) ridotta alla sola linea AC, che viene considerata come una parete ideale in equilibrio sotto l'azione della spinta attiva e della spinta passiva che riceve dai cunei I e III:



Schema di calcolo del carico limite (qL).

Gli autori hanno ricavato le espressioni degli angoli ρ_A e ρ_P che definiscono le zone di spinta attiva e passiva, e dei coefficienti di spinta attiva e passiva K_A e K_P in funzione dell'angolo di attrito interno ϕ del terreno e dell'angolo di attrito di terreno - parete ideale:

$$\rho_A = \phi + \tan^{-1} \left\{ \frac{\sqrt{\tan \phi \cdot (\tan \phi \cdot \cot \phi) \cdot (1 + \tan \delta \cdot \cot \phi)} - \tan \phi}{1 + \tan \delta \cdot (\tan \phi + \cot \phi)} \right\}$$

$$\rho_P = -\phi + \tan^{-1} \left\{ \frac{\sqrt{\tan \phi \cdot (\tan \phi \cdot \cot \phi) \cdot (1 + \tan \delta \cdot \cot \phi)} + \tan \phi}{1 + \tan \delta \cdot (\tan \phi + \cot \phi)} \right\}$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2}$$

$$K_P = \frac{\cos^2(\varphi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2}$$

È comunque da osservare che l'impiego delle precedenti formule assumendo $f=0.5d$, conduce a valori dei coefficienti di carico limite prossimi a quelli basati su un'analisi di tipo Prandtl. Richards et al. hanno quindi esteso l'applicazione del meccanismo di Coulomb al caso sismico, portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. Tali forze di massa, dovute ad accelerazioni $k_h g$ e $k_v g$, agenti rispettivamente in direzione orizzontale e verticale, sono a loro volta pari a $k_h g$ e $k_v g$. Sono state così ottenute le estensioni delle espressioni di r_a e r_p , nonché di K_A e K_P , rispettivamente indicate come r_{AE} e r_{PE} e come K_{AE} e K_{PE} per denotare le condizioni sismiche:

$$\rho_{AE} = (\varphi - \theta) + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2(\varphi - \theta)) \cdot [1 + \tan(\delta + \theta) \cdot \cot(\varphi - \theta)]} - \tan(\varphi - \theta)}{1 + \tan(\delta + \theta) \cdot (\tan(\varphi - \theta) + \cot(\varphi - \theta))} \right\}$$

$$\rho_{PE} = -(\varphi - \theta) + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2(\varphi - \theta)) \cdot [1 + \tan(\delta + \theta) \cdot \cot(\varphi - \theta)]} - \tan(\varphi - \theta)}{1 + \tan(\delta + \theta) \cdot (\tan(\varphi - \theta) + \cot(\varphi - \theta))} \right\}$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos(\theta) \cdot \cos(\delta + \theta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}} \right\}^2}$$

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos(\theta) \cdot \cos(\delta + \theta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}} \right\}^2}$$

I valori di N_q e N_g sono determinabili ancora avvalendosi delle formule precedenti, impiegando naturalmente le espressioni degli angoli r_{AE} e r_{PE} e dei coefficienti K_{AE} e K_{PE} relative al caso sismico. In tali espressioni compare l'angolo θ definito come:

$$\tan(\theta) = \frac{k_h}{1 - k_v}$$

Nella tabella sottostante sono mostrati i fattori di capacità portante calcolati per i seguenti valori dei parametri:

$$j = 30^\circ \quad d = 15^\circ$$

Per diversi valori dei coefficienti di spinta sismica:

Tabella dei fattori di capacità portante per $j=30^\circ$

$k_h/(1-k_v)$	N_q	N_g	N_c
0	16.51037	23.75643	26.86476

0.087	13.11944	15.88906	20.9915
0.176	9.851541	9.465466	15.33132
0.268	7.297657	5.357472	10.90786
0.364	5.122904	2.604404	7.141079
0.466	3.216145	0.879102	3.838476
0.577	1.066982	1.103E-03	0.1160159

4 VERIFICA A CARICO LIMITE DELLE FONDAZIONE (SLU)

La verifica a carico limite delle fondazioni secondo l'approccio SLU si esegue con la seguente disequaglianza:

$$E_d \leq \frac{R_d}{\gamma_{RV}}$$

Dove:

- E_d pressioni agenti alla base della fondazione;
- R_d capacità portante di calcolo;
- γ_{RV} coefficiente riduttivo della capacità portante verticale

Le pressioni agenti alla base della fondazione si calcolano con dalla seguente espressione:

$$E_d = \frac{N_d}{A_{ef}}$$

Dove:

- N_d azione normale di progetto;
- A_{ef} $B_R \cdot L'$ area ridotta;

FONDAZIONI QUADRATE O RETTANGOLARI

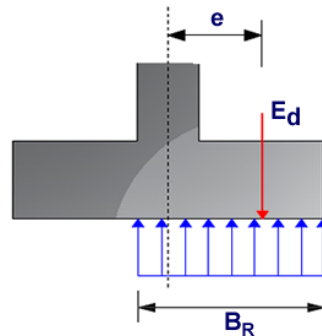
L'area ridotta risulta essere:

$$A_{ef} = B' \cdot L'$$

$$L' = L - 2e_x; B' = B - e_y; e_x = \frac{M_x}{N}; e_y = \frac{M_y}{N}$$

Per le verifiche a carico limite allo SLU è lecito considerare la "plasticizzazione" del terreno, in tal caso si può assumere una distribuzione uniforme delle pressioni agenti sul piano di posa.

Come evidenziato nella seguente immagine, la distribuzione delle pressioni si considera estesa sulla base "ridotta" $B_R = B - 2e$.



Dove:

- $e = M_d / N_d$ - eccentricità dei carichi

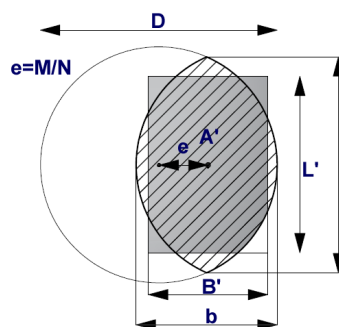
FONDAZIONI CIRCOLARI

Una fondazione circolare sottoposta ad un carico verticale applicato con un'eccentricità $e = M_d / N_d$ può essere considerata equivalente ad una fondazione fittizia con un carico applicato centralmente (Figura seguente), come suggerito da Meyerhof (1953) e Vesic (1973). In questo caso, l'area della fondazione fittizia, A' , può essere calcolata con questa espressione:

$$A' = \frac{D^2}{2} \left(\arccos \frac{2e}{D} - \frac{2e}{D} \sqrt{1 - \left(\frac{2e}{D} \right)^2} \right)$$

Il rapporto delle lunghezze dei lati della fondazione rettangolare equivalente può essere approssimato al rapporto tra le lunghezze b ed l , si ricava da:

$$\frac{B}{L'} = \frac{b}{l} = \sqrt{\frac{D - 2e}{D + 2e}}$$



Metodo di calcolo delle dimensioni equivalenti di una fondazione circolare soggetta a carico non baricentrico.

5 VERIFICA A SLITTAMENTO

In conformità con i criteri di progetto allo SLU, la stabilità di un plinto di fondazione deve essere verificata rispetto al collasso per slittamento oltre a quello per rottura generale. Rispetto al collasso per slittamento la resistenza viene valutata come somma di componenti: una delle componenti è dovuta all'adesione, l'altra è dovuta all'attrito fondazione-terreno. La resistenza laterale derivante dalla spinta passiva del terreno può essere messa in conto secondo una percentuale indicata dall'utente.

La resistenza di calcolo per attrito ed adesione è valutata secondo l'espressione:

$$F_{Rd} = N_{sd} \cdot \tan \delta + c_a \cdot A'$$

Nella quale N_{sd} è il valore di calcolo della forza verticale, δ è l'angolo di resistenza a taglio alla base del plinto, c_a è l'adesione plinto-terreno e A' è l'area della fondazione efficace, intesa, in caso di carichi eccentrici, come area ridotta al centro della quale è applicata la risultante.

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU ROCCIA

Per la valutazione della capacità portante ammissibile delle rocce si deve tener conto di di alcuni parametri significativi quali le caratteristiche geologiche, il tipo di roccia e la sua qualità, misurata con l'RQD. Nella capacità portante delle rocce si utilizzano normalmente fattori di sicurezza molto alti e legati in qualche modo al valore del coefficiente RQD: ad esempio, per una roccia con RQD pari al massimo a 0.75 il fattore di sicurezza varia tra 6 e 10. Per la determinazione della capacità portante di una roccia si possono usare le formule di Terzaghi, usando angolo d'attrito e coesione della roccia, o quelle proposte da **Stagg** e **Zienkiewicz** (1968) in cui i coefficienti della formula della capacità portante valgono:

$$N_q = \tan^6(45 + \varphi / 2)$$

$$N_c = 5 \tan^4(45 + \varphi / 2)$$

$$N_\gamma = N_q + 1$$

Con tali coefficienti vanno usati i fattori di forma impiegati nella formula di Terzaghi. La capacità portante ultima calcolata è comunque funzione del coefficiente RQD secondo la seguente espressione:

$$q' = q_{ult} (RQD)^2$$

Se il carotaggio in roccia non fornisce pezzi intatti (RQD tende a 0), la roccia viene trattata come un terreno stimando al meglio i parametri c e j .

FATTORI CORRETTIVI SISMICI (PAOLUCCI E PECKER)

Quando si determina q_{lim} , per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione del vengono introdotti i fattori correttivi z :

$$z_q = \left(1 - \frac{k_h}{\tan \varphi}\right)^{0,35}$$

$$z_c = 1 - 0,32 \cdot k_h$$

$$z_\gamma = z_q$$

Dove k_h è il coefficiente sismico orizzontale.

CEDIMENTI ELASTICI

I cedimenti di una fondazione rettangolare di dimensioni $B \cdot L$ posta sulla superficie di un semispazio elastico si possono calcolare in base ad una equazione basata sulla teoria dell'elasticità (Timoshenko

e Goodier, 1951):

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_s} \left(I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2 \right) \cdot I_F \quad (1)$$

dove:

- q_0 Intensità della pressione di contatto
- B' Minima dimensione dell'area reagente,
- E e μ Parametri elastici del terreno.
- I_i Coefficienti di influenza dipendenti da: L'/B' , spessore dello strato H , coefficiente di Poisson m ,
profondità del piano di posa D ;

I coefficienti I_1 e I_2 si possono calcolare utilizzando le equazioni fornite da *Steinbrenner (1934)* (V. Bowles), in funzione del rapporto L'/B' ed H/B , utilizzando $B'=B/2$ e $L'=L/2$ per i coefficienti relativi al centro e $B'=B$ e $L'=L$ per i coefficienti relativi al bordo.

Il coefficiente di influenza I_F deriva dalle equazioni di *Fox (1948)*, che indicano il cedimento si riduce con la profondità in funzione del coefficiente di *Poisson* e del rapporto L/B .

In modo da semplificare l'equazione (1) si introduce il coefficiente I_S :

$$I_S = I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} \cdot I_2$$

Il cedimento dello strato di spessore H vale:

$$\Delta H = q_0 \cdot B' \frac{1-\mu^2}{E_s} \cdot I_S \cdot I_F$$

Per meglio approssimare i cedimenti si suddivide la base di appoggio in modo che il punto si trovi in corrispondenza di uno spigolo esterno comune a più rettangoli. In pratica si moltiplica per un fattore pari a 4 per il calcolo dei cedimenti al centro e per un fattore pari a 1 per i cedimenti al bordo. Nel calcolo dei cedimenti si considera una profondità del bulbo delle tensioni pari a $5B$, se il substrato roccioso si trova ad una profondità maggiore. A tal proposito viene considerato substrato roccioso lo strato che ha un valore di E pari a 10 volte dello strato soprastante. Il modulo elastico per terreni stratificati viene calcolato come media pesata dei moduli elastici degli strati interessati dal cedimento immediato.

CEDIMENTI EDOMETRICI

Il calcolo dei cedimenti con l'approccio edometrico consente di valutare un cedimento di consolidazione di tipo monodimensionale, prodotto dalle tensioni indotte da un carico applicato in condizioni di espansione laterale impedita. Pertanto, la stima effettuata con questo metodo va considerata come empirica, piuttosto che teorica.

Tuttavia, la semplicità d'uso e la facilità di controllare l'influenza dei vari parametri che intervengono nel calcolo, ne fanno un metodo molto diffuso.

L'approccio edometrico nel calcolo dei cedimenti passa essenzialmente attraverso due fasi:

- a) Il calcolo delle tensioni verticali indotte alle varie profondità con l'applicazione della teoria dell'elasticità;
- b) la valutazione dei parametri di compressibilità attraverso la prova edometrica.

In riferimento ai risultati della prova edometrica, il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot RR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

se si tratta di un terreno sovraconsolidato ($OCR > 1$), ossia l'incremento di tensione dovuto all'applicazione del carico non fa superare la pressione di preconsolidazione s'_p ($s'_{vp} + Ds_v < s'_p$).

Se invece il terreno è normalconsolidato ($s'_{v0} = s'_p$) le deformazioni avvengono nel tratto di compressione ed il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot CR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

dove:

- RR Rapporto di ricomprensione;
- CR Rapporto di compressione;
- H_0 Spessore iniziale dello strato;
- s'_{v0} Tensione verticale efficace prima dell'applicazione del carico;
- Ds_v Incremento di tensione verticale dovuto all'applicazione del carico.

In alternativa ai parametri RR e CR si fa riferimento al modulo edometrico M ; in tal caso però occorre scegliere opportunamente il valore del modulo da utilizzare, tenendo conto dell'intervallo tensionale ($s'_{v0} + Ds_v$) significativo per il problema in esame.

L'applicazione corretta di questo tipo di approccio richiede:

- la suddivisione degli strati compressibili in una serie di piccoli strati di modesto spessore (< 2.00 m);
- la stima del modulo edometrico nell'ambito di ciascuno strato;
- il calcolo del cedimento come somma dei contributi valutati per ogni piccolo strato in cui è stato suddiviso il banco compressibile.

Le espressioni sopra riportate per il calcolo del cedimento di consolidazione vengono utilizzate sia per le argille che per le sabbie di granulometria da fina a media, perché il modulo di elasticità impiegato è ricavato direttamente da prove di consolidazione. Tuttavia, per terreni a grana più grossa le dimensioni dei provini edometrici sono poco significative del comportamento globale dello strato e, per le sabbie, risulta preferibile impiegare prove penetrometriche statiche e dinamiche.

CEDIMENTO SECONDARIO

Il cedimento secondario è calcolato facendo riferimento alla relazione:

$$\Delta H_s = H_c \cdot C_\alpha \cdot \log \frac{T}{T_{100}}$$

in cui:

- H_c altezza dello strato in fase di consolidazione;
- C_α coefficiente di consolidazione secondaria come pendenza nel tratto secondario della curva *cedimento-logaritmo tempo*;
- T tempo in cui si vuole il cedimento secondario;
- T_{100} tempo necessario all'esaurimento del processo di consolidazione primaria.

CEDIMENTI DI SCHMERTMANN

Un metodo alternativo per il calcolo dei cedimenti è quello proposto da Schmertmann (1970) il quale ha correlato la variazione del bulbo delle tensioni alla deformazione. L'autore ha considerato nel suo modello un diagramma delle deformazioni di forma triangolare in cui la profondità alla quale si hanno deformazioni significative è assunta pari a $4B$, nel caso di fondazioni nastriformi, e pari a $2B$ per fondazioni quadrate o circolari.

Secondo tale approccio il cedimento si esprime attraverso la seguente espressione:

$$w = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta q \cdot \sum \frac{I_z \cdot \Delta z}{E}$$

nella quale:

- Dq rappresenta il carico netto applicato alla fondazione;
- I_z è un fattore di deformazione il cui valore è nullo a profondità di $2B$, per fondazione circolare o

quadrata, e a profondità $4B$, per fondazione nastriforme.

Il valore massimo di I_z si verifica a una profondità rispettivamente pari a:

- $B/2$, per fondazione circolare o quadrata
- B , per fondazioni nastriformi

e vale:

$$I_{z\max} = 0.5 + 0.1 \cdot \left(\frac{\Delta q}{\sigma_{vi}} \right)^{0.5}$$

Dove:

- s'_{vi} rappresenta la tensione verticale efficace a profondità $B/2$ per fondazioni quadrate o circolari, e
a profondità B per fondazioni nastriformi;
- E_i rappresenta il modulo di deformabilità del terreno in corrispondenza dello strato i -esimo considerato nel calcolo;
- D_{zi} rappresenta lo spessore dello strato i -esimo;
- C_1 e C_2 sono due coefficienti correttivi.

Il modulo E viene assunto pari a $2.5 q_c$ per fondazioni circolari o quadrate e a $3.5 q_c$ per fondazioni nastriformi. Nei casi intermedi, si interpola in funzione del valore di L/B .

Il termine q_c che interviene nella determinazione di E rappresenta la resistenza alla punta fornita dalla prova CPT.

Le espressioni dei due coefficienti C_1 e C_2 sono:

$$C_1 = 1 - 0.5 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{\Delta q} > 0.5$$

che tiene conto della profondità del piano di posa.

$$C_2 = 1 + 0.2 \cdot \log \frac{t}{0.1}$$

che tiene conto delle deformazioni differite nel tempo per effetto secondario.

Nell'espressione t rappresenta il tempo, espresso in anni dopo il termine della costruzione, in corrispondenza del quale si calcola il cedimento.

CEDIMENTI DI BURLAND e BURBIDGE

Qualora si disponga di dati ottenuti da prove penetrometriche dinamiche per il calcolo dei cedimenti è possibile fare affidamento al metodo di Burland e Burbidge (1985), nel quale viene correlato un indice di compressibilità I_c al risultato N della prova penetrometrica dinamica. L'espressione del cedimento proposta dai due autori è la seguente:

$$S = f_s \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left[\sigma'_{v0} \cdot B^{0.7} \cdot I_C / 3 + (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0.7} \cdot I_C \right]$$

nella quale:

- q' pressione efficace lorda;
- σ'_{v0} tensione verticale efficace alla quota d'imposta della fondazione;
- B larghezza della fondazione;
- I_c Indice di compressibilità;
- f_s, f_H, f_t fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello

strato compressibile e del tempo, per la componente viscosa.

L'indice di compressibilità I_c è legato al valore medio N_{AV} di N_{spt} all'interno di una profondità significativa z :

$$I_c = \frac{1.706}{N_{AV}^{1.4}}$$

Per quanto riguarda i valori di N_{spt} da utilizzare nel calcolo del valore medio N_{AV} va precisato che i valori vanno corretti, per sabbie con componente limosa sotto falda e $N_{spt} > 15$, secondo l'indicazione di Terzaghi e Peck (1948):

$$N_c = 15 + 0.5 \cdot (N_{spt} - 15)$$

dove N_c è il valore corretto da usare nei calcoli.

Per depositi ghiaiosi o sabbioso-ghiaiosi il valore corretto è pari a:

$$N_c = 1.25 \cdot N_{spt}$$

Le espressioni dei fattori correttivi f_S , f_H e f_t sono rispettivamente:

$$f_S = \left(\frac{1.25 \cdot L/B}{L/B + 0.25} \right)^2$$

$$f_H = \frac{H}{z_i} \left(2 - \frac{H}{z_i} \right)$$

$$f_t = \left(1 + R_3 + R \cdot \log \frac{t}{3} \right)$$

Con:

- t tempo in anni > 3 ;
- R_3 costante pari a 0.3 per carichi statici e 0.7 per carichi dinamici;
- R 0.2 nel caso di carichi statici e 0.8 per carichi dinamici.

DATI GENERALI

=====

Normativa	NTC_2018
Zona	Roma via firenze
Lat./ Long. [WGS84]	41.9026794433594/12.49329662323
Larghezza fondazione	1.6 m
Lunghezza fondazione	5.6 m
Profondità piano di posa	0.65 m
Altezza di incastro	0.65 m

=====

SISMA

		[kN/m ³]							[cmq/s]		
5.0	12.0	15.0	25.0	0.0	0.0	4000.0	7.0	0.0	0.0	0.0	

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m ²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3	54.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	SISMA	4.55	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	4.55	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	S.L.D.	4.55	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
5	A(1)+M(1)+R(3)	4.55	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	Si	1	1	1	1	1	1.8	1.1
2	Si	1	1	1	1	1	1.8	1.1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1
5	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A1+M1+R3

Autore: Meyerhof and Hanna (1978)

Carico limite [Qult] 106.69 kN/m²
 Resistenza di progetto [Rd] 59.27 kN/m²
 Tensione [Ed] 54.0 kN/m²
 Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed] 1.98
 Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

 Costante di Winkler 7292.26 kN/m³
A1+M1+R3

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

=====

==

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

==

Peso unità di volume	12.0 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	15.0 kN/m ³
Angolo di attrito	25.0 °
Coesione	0.0 kN/m ²

=====

==

Fattore [Nq]	10.66
Fattore [Nc]	20.72
Fattore [Ng]	6.76
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.16
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.13
Fattore profondità [Dq]	1.13
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.89
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.98
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

=====

==

Carico limite	162.33 kN/m ²
Resistenza di progetto	90.18 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

==

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

=====

==

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

==

Peso unità di volume	12.0 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	15.0 kN/m ³
Angolo di attrito	25.0 °
Coesione	0.0 kN/m ²

=====

==

Fattore [Nq]	12.72
Fattore [Nc]	25.13
Fattore [Ng]	9.7
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.98
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

=====

==

Carico limite	190.28 kN/m ²
Resistenza di progetto	105.71 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

==

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

=====

==

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

==

Peso unità di volume	12.0 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	15.0 kN/m ³
Angolo di attrito	25.0 °
Coesione	0.0 kN/m ²

=====

==

Fattore [Nq]	10.66
Fattore [Nc]	20.72
Fattore [Ng]	6.77
Fattore forma [Sc]	1.14
Fattore profondità [Dc]	1.13
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0

Fattore forma [Sq]	1.07
Fattore profondità [Dq]	1.06
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.07
Fattore profondità [Dg]	1.06
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.98
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

=====

==

Carico limite	167.0 kN/m ²
Resistenza di progetto	92.78 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

==

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

=====

==

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

==

Peso unità di volume	12.0 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	15.0 kN/m ³
Angolo di attrito	25.0 °
Coesione	0.0 kN/m ²

=====

==

Fattore [Nq]	10.66
Fattore [Nc]	20.72
Fattore [Ng]	10.88
Fattore forma [Sc]	1.15
Fattore profondità [Dc]	1.14
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.13
Fattore profondità [Dq]	1.13
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.89
Fattore profondità [Dg]	1.0

Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.98
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

=====
 ==

Carico limite	196.57 kN/m ²
Resistenza di progetto	109.2 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====
 ==

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

=====
 ==

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====
 ==

Peso unità di volume	12.0 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	15.0 kN/m ³
Angolo di attrito	25.0 °
Coesione	0.0 kN/m ²

=====
 ==

Fattore [Nq]	10.66
Fattore [Nc]	20.72
Fattore [Ng]	9.01
Fattore forma [Sc]	1.13
Fattore profondità [Dc]	1.14
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.12
Fattore profondità [Dq]	1.13
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.91
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0

Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1.0
 Fattore correzione sismico inerziale [zg] 0.98
 Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0

=====

Carico limite 182.31 kN/m²
 Resistenza di progetto 101.28 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

Autore: Meyerhof and Hanna (1978) (Condizione drenata)

=====

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1

Fattore [Nq] 10.66
 Fattore [Nc] 20.72
 Fattore [Ng] 2.14

Fattori di capacità portante strato 2

Fattore [Nq] 1.0
 Fattore [Nc] 5.14

Carico limite strato 2 (qb) 60.0 kN/m²
 Carico limite strato 1 (qt) 106.69 kN/m²

Incremento carico limite strato 1 73.92 kN/m²
 Coefficiente di punzonamento (ks) 0.86
 Rapporto (q1/q2) 0.0

=====

Carico limite 106.69 kN/m²
 Resistenza di progetto 59.27 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

SISMA

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

=====

==

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

==

Peso unità di volume	12.0 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	15.0 kN/m ³
Angolo di attrito	25.0 °
Coesione	0.0 kN/m ²

=====

==

Fattore [Nq]	10.66
Fattore [Nc]	20.72
Fattore [Ng]	6.76
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.16
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.13
Fattore profondità [Dq]	1.13
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.89
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.98
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

=====

==

Carico limite	162.33 kN/m ²
Resistenza di progetto	90.18 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

==

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

=====

==

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume	12.0 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	15.0 kN/m ³
Angolo di attrito	25.0 °
Coesione	0.0 kN/m ²

=====

Fattore [Nq]	12.72
Fattore [Nc]	25.13
Fattore [Ng]	9.7
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.98
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

=====

Carico limite	190.28 kN/m ²
Resistenza di progetto	105.71 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume	12.0 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	15.0 kN/m ³
Angolo di attrito	25.0 °
Coesione	0.0 kN/m ²

=====

Fattore [Nq]	10.66
Fattore [Nc]	20.72
Fattore [Ng]	6.77
Fattore forma [Sc]	1.14
Fattore profondità [Dc]	1.13
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0

Fattore forma [Sq]	1.07
Fattore profondità [Dq]	1.06
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.07
Fattore profondità [Dg]	1.06
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.98
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

=====

==

Carico limite	167.0 kN/m ²
Resistenza di progetto	92.78 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

==

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

=====

==

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

==

Peso unità di volume	12.0 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	15.0 kN/m ³
Angolo di attrito	25.0 °
Coesione	0.0 kN/m ²

=====

==

Fattore [Nq]	10.66
Fattore [Nc]	20.72
Fattore [Ng]	10.88
Fattore forma [Sc]	1.15
Fattore profondità [Dc]	1.14
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.13
Fattore profondità [Dq]	1.13
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.89
Fattore profondità [Dg]	1.0

Fattore inclinazione carichi [I _g]	1.0
Fattore inclinazione pendio [G _g]	1.0
Fattore inclinazione base [B _g]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [z _q]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [z _g]	0.98
Fattore correzione sismico inerziale [z _c]	1.0

=====
 ==

Carico limite	196.57 kN/m ²
Resistenza di progetto	109.2 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed ≤ Rd] Verificata

=====
 ==

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

=====
 ==

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====
 ==

Peso unità di volume	12.0 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	15.0 kN/m ³
Angolo di attrito	25.0 °
Coesione	0.0 kN/m ²

=====
 ==

Fattore [N _q]	10.66
Fattore [N _c]	20.72
Fattore [N _g]	9.01
Fattore forma [S _c]	1.13
Fattore profondità [D _c]	1.14
Fattore inclinazione carichi [I _c]	1.0
Fattore inclinazione pendio [G _c]	1.0
Fattore inclinazione base [B _c]	1.0
Fattore forma [S _q]	1.12
Fattore profondità [D _q]	1.13
Fattore inclinazione carichi [I _q]	1.0
Fattore inclinazione pendio [G _q]	1.0
Fattore inclinazione base [B _q]	1.0
Fattore forma [S _g]	0.91
Fattore profondità [D _g]	1.0
Fattore inclinazione carichi [I _g]	1.0
Fattore inclinazione pendio [G _g]	1.0
Fattore inclinazione base [B _g]	1.0

Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1.0
 Fattore correzione sismico inerziale [zg] 0.98
 Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0

=====
 ==
 Carico limite 182.31 kN/m²
 Resistenza di progetto 101.28 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====
 ==
 Autore: Meyerhof and Hanna (1978) (Condizione drenata)

=====
 ==
 Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1

Fattore [Nq] 10.66
 Fattore [Nc] 20.72
 Fattore [Ng] 2.14

Fattori di capacità portante strato 2

Fattore [Nq] 1.0
 Fattore [Nc] 5.14

Carico limite strato 2 (qb) 60.0 kN/m²
 Carico limite strato 1 (qt) 106.69 kN/m²

Incremento carico limite strato 1 73.92 kN/m²
 Coefficiente di punzonamento (ks) 0.86
 Rapporto (q1/q2) 0.0

=====
 ==
 Carico limite 106.69 kN/m²
 Resistenza di progetto 59.27 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====
 ==
A(1)+M(1)+R(3)

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

=====

==

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

==

Peso unità di volume	12.0 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	15.0 kN/m ³
Angolo di attrito	25.0 °
Coesione	0.0 kN/m ²

=====

==

Fattore [Nq]	10.66
Fattore [Nc]	20.72
Fattore [Ng]	6.76
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.16
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.13
Fattore profondità [Dq]	1.13
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.89
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

=====

==

Carico limite	163.61 kN/m ²
Resistenza di progetto	71.14 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

==

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

=====

==

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

==

Peso unità di volume	12.0 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	15.0 kN/m ³
Angolo di attrito	25.0 °
Coesione	0.0 kN/m ²

=====

==

Fattore [Nq]	12.72
Fattore [Nc]	25.13
Fattore [Ng]	9.7
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

=====

==

Carico limite	192.36 kN/m ²
Resistenza di progetto	83.63 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

==

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

=====

==

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

==

Peso unità di volume	12.0 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	15.0 kN/m ³
Angolo di attrito	25.0 °
Coesione	0.0 kN/m ²

=====

==

Fattore [Nq]	10.66
Fattore [Nc]	20.72
Fattore [Ng]	6.77
Fattore forma [Sc]	1.14
Fattore profondità [Dc]	1.13
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0

Fattore forma [Sq]	1.07
Fattore profondità [Dq]	1.06
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.07
Fattore profondità [Dg]	1.06
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

=====

==

Carico limite	168.65 kN/m ²
Resistenza di progetto	73.33 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

==

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

=====

==

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

==

Peso unità di volume	12.0 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	15.0 kN/m ³
Angolo di attrito	25.0 °
Coesione	0.0 kN/m ²

=====

==

Fattore [Nq]	10.66
Fattore [Nc]	20.72
Fattore [Ng]	10.88
Fattore forma [Sc]	1.15
Fattore profondità [Dc]	1.14
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.13
Fattore profondità [Dq]	1.13
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.89
Fattore profondità [Dg]	1.0

Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

=====

==

Carico limite	198.63 kN/m ²
Resistenza di progetto	86.36 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

==

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

=====

==

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

==

Peso unità di volume	12.0 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	15.0 kN/m ³
Angolo di attrito	25.0 °
Coesione	0.0 kN/m ²

=====

==

Fattore [Nq]	10.66
Fattore [Nc]	20.72
Fattore [Ng]	9.01
Fattore forma [Sc]	1.13
Fattore profondità [Dc]	1.14
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.12
Fattore profondità [Dq]	1.13
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.91
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0

Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1.0

Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1.0

Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0

=====

==

Carico limite 184.07 kN/m²

Resistenza di progetto 80.03 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

==

Autore: Meyerhof and Hanna (1978) (Condizione drenata)

=====

==

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1

Fattore [Nq] 10.66

Fattore [Nc] 20.72

Fattore [Ng] 2.14

Fattori di capacità portante strato 2

Fattore [Nq] 1.0

Fattore [Nc] 5.14

Carico limite strato 2 (qb) 60.0 kN/m²

Carico limite strato 1 (qt) 106.69 kN/m²

Incremento carico limite strato 1 73.92 kN/m²

Coefficiente di punzonamento (ks) 0.86

Rapporto (q1/q2) 0.0

=====

==

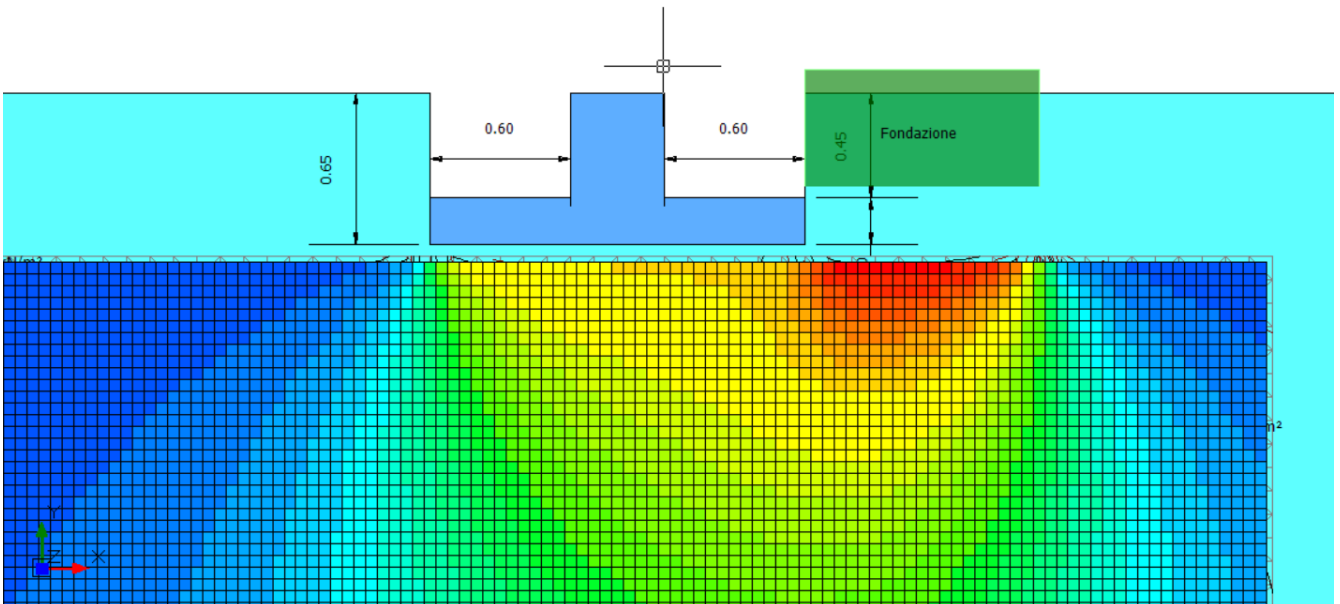
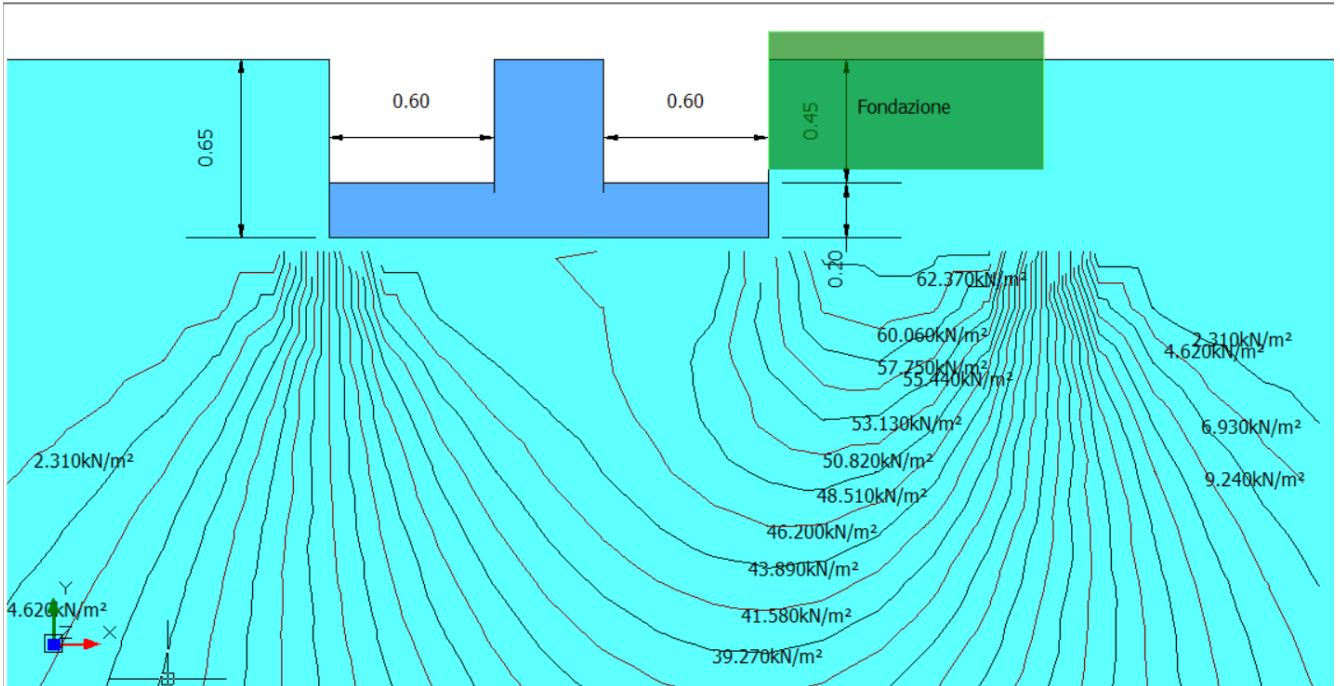
Carico limite 106.69 kN/m²

Resistenza di progetto 46.39 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

==



C- SCALA DI SICUREZZA

1 DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

Parametri della struttura			
Classe d'uso	Vita V_n [anni]	Coeff. Uso	Periodo V_r [anni]
IV	100.0	2.0	200.0

Fattore di struttura/comportamento
FATTORE DI COMPORTAMENTO IMPEGATO PER TRUTTURA NON DISSIPATIVA $q = 1,5$

2 QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO ADOTTATO

Le norme ed i documenti assunti quale riferimento per la progettazione strutturale vengono indicati di seguito. Nel capitolo "normativa di riferimento" è comunque presente l'elenco completo delle normative disponibili.

Progetto-verifica degli elementi	
Progetto cemento armato	D.M. 17-01-2018
Progetto acciaio	D.M. 17-01-2018
Progetto legno	D.M. 17-01-2018
Progetto muratura	D.M. 17-01-2018
Azione sismica	
Norma applicata per l' azione sismica	D.M. 17-01-2018

2.1 AZIONI DI PROGETTO SULLA COSTRUZIONE

Nei capitoli "modellazione delle azioni" e "schematizzazione dei casi di carico" sono indicate le azioni sulla costruzioni.

Nel prosieguo si indicano tipo di analisi strutturale condotta (statico,dinamico, lineare o non lineare) e il metodo adottato per la risoluzione del problema strutturale nonché le metodologie seguite per la verifica o per il progetto-verifica delle sezioni. Si riportano le combinazioni di carico adottate e, nel caso di calcoli non lineari, i percorsi di carico seguiti; le configurazioni studiate per la struttura in esame *sono risultate effettivamente esaustive per la progettazione-verifica.*

La verifica della sicurezza degli elementi strutturali avviene con i metodi della scienza delle costruzioni. L'analisi strutturale è condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tensodeformativo indotto da carichi statici. L'analisi strutturale è condotta con il metodo dell'analisi modale e dello spettro di risposta in termini di accelerazione per la valutazione dello stato tensodeformativo indotto da carichi dinamici (tra cui quelli di tipo sismico).

L'analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi finiti. Il metodo sopraindicato si basa sulla schematizzazione della struttura in elementi connessi solo in corrispondenza di un numero prefissato di punti denominati nodi. I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento globale. Le incognite del problema (nell'ambito del metodo degli spostamenti) sono le componenti di spostamento dei nodi riferite al sistema di riferimento globale (traslazioni secondo X, Y, Z, rotazioni attorno X, Y, Z). La soluzione del problema si ottiene con un sistema di equazioni algebriche lineari i cui termini noti sono costituiti dai carichi agenti sulla struttura opportunamente concentrati ai nodi:

$$\mathbf{K} * \mathbf{u} = \mathbf{F} \quad \text{dove} \quad \mathbf{K} = \text{matrice di rigidezza}$$

\mathbf{u} = vettore spostamenti nodali
 \mathbf{F} = vettore forze nodali

Dagli spostamenti ottenuti con la risoluzione del sistema vengono quindi dedotte le sollecitazioni e/o le tensioni di ogni elemento, riferite generalmente ad una terna locale all'elemento stesso.

Il sistema di riferimento utilizzato è costituito da una terna cartesiana destrorsa XYZ. Si assume l'asse Z verticale ed orientato verso l'alto.

Gli elementi utilizzati per la modellazione dello schema statico della struttura sono i seguenti:

Elemento tipo TRUSS	(biella-D2)
Elemento tipo BEAM	(trave-D2)
Elemento tipo MEMBRANE	(membrana-D3)
Elemento tipo PLATE	(piastra-guscio-D3)
Elemento tipo BOUNDARY	(molla)
Elemento tipo STIFFNESS	(matrice di rigidità)
Elemento tipo BRICK	(elemento solido)
Elemento tipo SOLAIO	(macro elemento composto da più membrane)

3 MODELLO NUMERICO

In questa parte viene descritto il modello numerico utilizzato (o i modelli numerici utilizzati) per l'analisi della struttura. La presentazione delle informazioni deve essere, coerentemente con le prescrizioni del paragrafo 10.2 e relativi sottoparagrafi delle NTC-18, tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità

3.1.1 Tipo di analisi strutturale

Sismica statica lineare	NO
Sismica dinamica lineare	SI
Sismica statica non lineare (prop. masse)	NO
Sismica statica non lineare (prop. modo)	NO
Sismica statica non lineare (triangolare)	NO
Non linearità geometriche (fattore P delta)	SI
Analisi lineare	SI

Di seguito si indicano l'origine e le caratteristiche dei codici di calcolo utilizzati riportando titolo, produttore e distributore, versione, estremi della licenza d'uso:

3.1.2 Informazioni sul codice di calcolo

Titolo:	PRO_SAP PROfessional Structural Analysis Program
Versione:	PROFESSIONAL (build 2024-10-201)
Produttore-Distributore:	2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria s.r.l., Ferrara
Codice Licenza:	Licenza dsi3645

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software **ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico**. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione:

3.1.3 Affidabilità dei codici utilizzati

2S.I. ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

E' possibile reperire la documentazione contenente alcuni dei più significativi casi trattati al seguente link: <https://www.2si.it/it/prodotti/affidabilita/>

Modellazione della geometria e proprietà meccaniche:	
nodi	161
elementi D2 (per aste, travi, pilastri...)	70
elementi D3 (per pareti, platee, gusci...)	82
elementi solaio	14
elementi solidi	0
Dimensione del modello strutturale [cm]:	
X min =	-615.46
Xmax =	850.93
Ymin =	-51.00
Ymax =	428.77
Zmin =	-0.00
Zmax =	478.00
Strutture verticali:	
Elementi di tipo asta	NO
Pilastri	SI
Pareti	NO
Setti (a comportamento membranale)	NO
Strutture non verticali:	
Elementi di tipo asta	NO
Travi	SI
Gusci	NO
Membrane	NO
Orizzontamenti:	
Solai con la proprietà piano rigido	SI
Solai senza la proprietà piano rigido	SI
Tipo di vincoli:	
Nodi vincolati rigidamente	NO
Nodi vincolati elasticamente	NO
Nodi con isolatori sismici	NO
Fondazioni puntuali (plinti/plinti su palo)	NO
Fondazioni di tipo trave	NO
Fondazioni di tipo platea	SI
Fondazioni con elementi solidi	NO

4 MODELLAZIONE DELLE AZIONI

Si veda il capitolo “Schematizzazione dei casi di carico” per le informazioni necessarie alla comprensione ed alla ricostruzione delle azioni applicate al modello numerico, coerentemente con quanto indicato nella parte “2.6. Azioni di progetto sulla costruzione”.

5 COMBINAZIONI E/O PERCORSI DI CARICO

Si veda il capitolo “Definizione delle combinazioni” in cui sono indicate le combinazioni di carico adottate e, nel caso di calcoli non lineari, i percorsi di carico seguiti.

Combinazioni dei casi di carico	
APPROCCIO PROGETTUALE	Approccio 2
SLU	SI
SLV (SLU con sisma)	SI

SLC	NO
SLD	SI
SLO	SI
SLU GEO A2 (per approccio 1)	NO
SLU EQU	NO
Combinazione caratteristica (rara)	SI
Combinazione frequente	SI
Combinazione quasi permanente (SLE)	SI
SLA (accidentale quale incendio)	NO

Principali risultati

I risultati devono costituire una sintesi completa ed efficace, presentata in modo da riassumere il comportamento della struttura, per ogni tipo di analisi svolta.

Nella presente relazione di calcolo sono riportati i seguenti risultati che il progettista ritiene di interesse per la descrizione e la comprensione del/i modello/i e del comportamento della struttura:

per l'analisi modale:

- periodi dei modi di vibrare della struttura
- masse eccitate dai singoli modi
- massa eccitata totale

deformate e sollecitazioni:

- spostamenti e rotazioni dei singoli nodi della struttura
- reazioni vincolari (nel caso siano presenti nodi vincolati rigidamente)
- pressioni sul terreno (nel caso siano presenti elementi di fondazione)
- sollecitazioni sugli elementi d2 nelle combinazioni di calcolo più significative
- tensioni sugli elementi d3 nelle combinazioni di calcolo più significative
- sollecitazioni sui macroelementi da elementi d3 nelle combinazioni di calcolo più significative

La presente relazione, oltre ad illustrare in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare, riporta una serie di immagini:

per i dati in ingresso:

- modello solido della struttura
- numerazione di nodi e ed elementi
- configurazioni di carico statiche
- configurazioni di carico sismiche con baricentri delle masse e eccentricità

per le combinazioni più significative (statisticamente più gravose per la struttura):

- configurazioni deformate
- diagrammi e involuipi delle azioni interne
- mappe delle tensioni
- reazioni vincolari
- mappe delle pressioni sul terreno

per il progetto-verifica degli elementi:

- diagrammi di armatura
- percentuali di sfruttamento
- mappe delle verifiche più significative per i vari stati limite

Informazioni generali sull'elaborazione e giudizio motivato di accettabilità dei risultati.

Il programma prevede una serie di controlli automatici (check) che consentono l'individuazione di errori di modellazione. Al termine dell'analisi un controllo automatico identifica la presenza di spostamenti o rotazioni abnormi. Si può pertanto asserire che l'elaborazione sia corretta e completa. I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli che ne comprovano l'attendibilità. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali e adottati, anche in fase di primo proporzionamento della struttura. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni. Si allega al termine della presente relazione elenco sintetico dei controlli svolti (verifiche di equilibrio tra

reazioni vincolari e carichi applicati, comparazioni tra i risultati delle analisi e quelli di valutazioni semplificate, etc.) .

6 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

Nel capitolo relativo alla progettazione degli elementi strutturali agli SLU vengono indicate, con riferimento alla normativa adottata, le modalità ed i criteri seguiti per valutare la sicurezza della struttura nei confronti delle possibili situazioni di crisi ed i risultati delle valutazioni svolte. In via generale, oltre alle verifiche di resistenza e di spostamento, devono essere prese in considerazione verifiche nei confronti dei fenomeni di instabilità, locale e globale, di fatica, di duttilità, di degrado.

7 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Nel capitolo relativo alla progettazione degli elementi strutturali agli SLE vengono indicate, con riferimento alla normativa adottata, le modalità seguite per valutare l'affidabilità della struttura nei confronti delle possibili situazioni di perdita di funzionalità (per eccessive deformazioni, fessurazioni, vibrazioni, etc.) ed i risultati delle valutazioni svolte.

8 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

1. D.Min. Infrastrutture Min. Interni e Prot. Civile 17 Gennaio 2018 e allegate "Norme tecniche per le costruzioni".
2. Circolare 21/01/19, n. 7 C.S.LL.PP. "Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle Norme Tecniche delle Costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018"
3. D.Min. Infrastrutture e trasporti 14 Settembre 2005 e allegate "Norme tecniche per le costruzioni".
4. D.M. LL.PP. 9 Gennaio 1996 "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche".
5. D.M. LL.PP. 16 Gennaio 1996 "Norme tecniche relative ai <<Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi>>".
6. D.M. LL.PP. 16 Gennaio 1996 "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche".
7. Circolare 4/07/96, n.156AA.GG./STC. istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai <<Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi>>" di cui al D.M. 16/01/96.
8. Circolare 10/04/97, n.65AA.GG. istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16/01/96.
9. D.M. LL.PP. 20 Novembre 1987 "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento".
10. Circolare 4 Gennaio 1989 n. 30787 "Istruzioni in merito alle norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento".
11. D.M. LL.PP. 11 Marzo 1988 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".
12. D.M. LL.PP. 3 Dicembre 1987 "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate".
13. UNI 9502 - Procedimento analitico per valutare la resistenza al fuoco degli elementi costruttivi di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso - edizione maggio 2001
14. Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 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 modificazioni e integrazioni.
15. UNI EN 1990:2006 13/04/2006 Eurocodice 0 - Criteri generali di progettazione strutturale.
16. UNI EN 1991-1-1:2004 01/08/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-1: Azioni in generale - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici.
17. UNI EN 1991-2:2005 01/03/2005 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 2: Carichi da traffico sui ponti.
18. UNI EN 1991-1-3:2004 01/10/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve.
19. UNI EN 1991-1-4:2005 01/07/2005 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento.
20. UNI EN 1991-1-5:2004 01/10/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche.
21. UNI EN 1992-1-1:2005 24/11/2005 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
22. UNI EN 1992-1-2:2005 01/04/2005 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio.
23. UNI EN 1993-1-1:2005 01/08/2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
24. UNI EN 1993-1-8:2005 01/08/2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti.
25. UNI EN 1994-1-1:2005 01/03/2005 Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
26. UNI EN 1994-2:2006 12/01/2006 Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 2: Regole generali e regole per i ponti.

27. UNI EN 1995-1-1:2005 01/02/2005 Eurocodice 5 - Progettazione delle strutture di legno - Parte 1-1: Regole generali – Regole comuni e regole per gli edifici.
28. UNI EN 1995-2:2005 01/01/2005 Eurocodice 5 - Progettazione delle strutture di legno - Parte 2: Ponti.
29. UNI EN 1996-1-1:2006 26/01/2006 Eurocodice 6 - Progettazione delle strutture di muratura - Parte 1-1: Regole generali per strutture di muratura armata e non armata.
30. UNI EN 1996-3:2006 09/03/2006 Eurocodice 6 - Progettazione delle strutture di muratura - Parte 3: Metodi di calcolo semplificato per strutture di muratura non armata.
31. UNI EN 1997-1:2005 01/02/2005 Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali.
32. UNI EN 1998-1:2005 01/03/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.
33. UNI EN 1998-3:2005 01/08/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 3: Valutazione e adeguamento degli edifici.
34. UNI EN 1998-5:2005 01/01/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
35. CNR DT-200/2013 - Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati
36. CNR DT-215/2018 - Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati a Matrice Inorganica

NOTA: il presente capitolo riporta l'elenco delle normative implementate nel software. Le norme utilizzate per la struttura oggetto della presente relazione sono indicate nel precedente capitolo "RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE" "ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DI CODICI DI CALCOLO".

Laddove nei capitoli successivi vengano richiamate normative antecedenti al DM 17.01.18 è dovuto alla progettazione simulata di edificio esistente.

9 CARATTERISTICHE MATERIALI UTILIZZATI

9.1 LEGENDA TABELLA DATI MATERIALI

Il programma consente l'uso di materiali diversi. Sono previsti i seguenti tipi di materiale:

1	materiale tipo cemento armato
2	materiale tipo acciaio
3	materiale tipo muratura
4	materiale tipo legno
5	materiale tipo generico

I materiali utilizzati nella modellazione sono individuati da una sigla identificativa ed un codice numerico (gli elementi strutturali richiamano quest'ultimo nella propria descrizione). Per ogni materiale vengono riportati in tabella i seguenti dati:

Young	modulo di elasticità normale E
Poisson	coefficiente di contrazione trasversale ν
G	modulo di elasticità tangenziale
Gamma	peso specifico
Alfa	coefficiente di dilatazione termica
Fattore di confidenza FC m	Fattore di confidenza specifico per materiale; (è riportato solo se diverso da quello globale della struttura)
Fattore di confidenza FC a	Fattore di confidenza specifico per l'armatura (è riportato solo se diverso da quello globale della struttura)
Elasto-plastico	Materiale elastico perfettamente plastico per aste non lineari
Massima compressione	Massima tensione di compressione per aste non lineari
Massima trazione	Massima tensione di trazione per aste non lineari
Fattore attrito	Coefficiente di attrito per aste non lineari
Rapporto HRDb	Rapporto di hardening a flessione
Rapporto HRDv	Rapporto di hardening a taglio

I dati soprariportati vengono utilizzati per la modellazione dello schema statico e per la determinazione dei carichi inerziali e termici. In relazione al tipo di materiale vengono riportati inoltre:

1	c.a.	
	Resistenza Rc	resistenza a compressione cubica
	Resistenza fctm	resistenza media a trazione semplice
	Coefficiente ksb	Coefficiente di riduzione della resistenza a compressione da utilizzare

nello stress block		
2	acciaio	
	Tensione ft	Valore della tensione di rottura
	Tensione fy	Valore della tensione di snervamento
	Resistenza fd	Resistenza di calcolo per SL CNR-UNI 10011
	Resistenza fd (>40)	Resistenza di calcolo per SL CNR-UNI 10011 per spessori > 40mm
	Tensione ammissibile	Tensione ammissibile CNR-UNI 10011
	Tensione ammissibile(>40)	Tensione ammissibile CNR-UNI 10011 per spessori > 40mm
3	muratura	
	Muratura consolidata	Muratura per la quale si prevedono interventi di rinforzo"
	Incremento resistenza	Incremento conseguito in termini di resistenza
	Incremento rigidezza	Incremento conseguito in termini di rigidezza
	Resistenza f	Valore della resistenza a compressione
	Resistenza fv0	Valore della resistenza a taglio in assenza di tensioni normali
	Resistenza fh	Valore della resistenza a compressione orizzontale
	Resistenza fb	Valore della resistenza a compressione dei blocchi
	Resistenza fbh	Valore della resistenza a compressione dei blocchi in direzione orizzontale
	Resistenza fv0h	Valore della resistenza a taglio in assenza di tensioni normali per le travi
	Resistenza ft	Valore della resistenza a trazione per fessurazione diagonale
	Resistenza fvlim	Valore della massima resistenza a taglio
	Resistenza fbt	Valore della resistenza a trazione dei blocchi
	Coefficiente mu	Coefficiente d'attrito utilizzato per la resistenza a taglio
	Coefficiente fi	Coefficiente d'ingranamento utilizzato per la resistenza a taglio
	Coefficiente ksb	Coefficiente di riduzione della resistenza a compressione da utilizzare nello stress block
4	legno	
	E0,05	Modulo di elasticità corrispondente ad un frattile del 5%
	Resistenza fc0	Valore della resistenza a compressione parallela
	Resistenza ft0	Valore della resistenza a trazione parallela
	Resistenza fm	Valore della resistenza a flessione
	Resistenza fv	Valore della resistenza a taglio
	Resist. ft0k	Resistenza caratteristica (tensione amm. per REGLES) per trazione
	Resist. fmk	Resistenza caratteristica (tensione amm. per REGLES) per flessione
	Resist. fvk	Resistenza caratteristica (tensione amm. per REGLES) per taglio
	Modulo E0,05	Modulo elastico parallelo caratteristico
	Lamellare	lamellare o massiccio

Nel tabulato si riportano sia i valori caratteristici che medi utilizzando gli uni e/o gli altri in relazione alle richieste di normativa ed alla tipologia di verifica. (Cap.7 NTC18 per materiali nuovi, Cap.8 NTC18 e relativa circolare 21/01/2019 per materiali esistenti, Linee Guida Reluis per incamicatura CAM, CNR-DT 200 per interventi con FRP, CNR-DT 215 per interventi con FRCM)

Vengono inoltre riportate le tabelle contenenti il riassunto delle informazioni assegnate nei criteri di progetto in uso.

Id	Tipo / Note	V. caratt.	V. medio	Young	Poisson	G	Gamma	Alfa	Altri
		daN/cm2	daN/cm2	daN/cm2		daN/cm2	daN/cm3		
1	Calcestruzzo Classe C25/30			3.145e+05	0.20	1.310e+05	2.50e-03	1.00e-05	
	Resistenza Rc	300.0							
	Resistenza fctm		25.6						
	Rapporto Rfessurata (assiale)								1.00
	Rapporto Rfessurata (flessione)								1.00
	Rapporto Rfessurata (taglio)								1.00
	Coefficiente ksb								0.85
	Rapporto HRDb								1.00e-05
Rapporto HRDv								1.00e-05	
12	Acciaio Fe430 - S275-acciaio Fe430-S275			2.100e+06	0.30	8.077e+05	7.85e-03	1.20e-05	
	Tensione ft	4300.0							
	Resistenza fd	2750.0							
	Resistenza fd (>40)	2500.0							
	Tensione ammissibile	1900.0							
	Tensione ammissibile (>40)	1700.0							
	Rapporto HRDb								1.00e-05
	Rapporto HRDv								1.00e-05

Pilastri acc.	1/7/..	2/8/..	3/9/..	4/10/..	5/11/..	6/12/..
Lunghezze libere						
Metodo di calcolo 2-2	Assegnato	Assegnato	Assegnato	Assegnato	Assegnato	Assegnato
	Assegnato	Assegnato				
2-2 Beta assegnato	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
	2.00	2.00				
2-2 Beta * L assegnato [cm]	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0				
Metodo di calcolo 3-3	Assegnato	Assegnato	Assegnato	Assegnato	Assegnato	Assegnato
	Assegnato	Assegnato				
3-3 Beta assegnato	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
	2.00	2.00				
3-3 Beta * L assegnato [cm]	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0				
1-1 Beta assegnato	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	1.00	1.00				
1-1 Beta * L assegnato [cm]	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0				
Generalità						
Coefficiente gamma M0	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05
	1.05	1.05				
Coefficiente gamma M1	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05
	1.05	1.05				
Coefficiente gamma M2	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25
	1.25	1.25				
Effetti del 2 ordine	SI	SI	SI	SI	SI	SI
	SI	SI				
Momenti equivalenti	SI	SI	SI	SI	SI	SI
	SI	SI				
Usa condizioni I e II	SI	SI	SI	SI	SI	SI
	SI	SI				

Travi acc.	1/7/..	2/8/..	3/9/..	4/10/..	5/11/..	6/12/..
Lunghezze libere						
3-3 Beta * L automatico	SI	SI	SI	SI	SI	SI
	SI	SI				
3-3 Beta assegnato	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	1.00	1.00				
3-3 Beta assegnato [cm]	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0				
2-2 Beta * L automatico	SI	SI	SI	SI	SI	SI
	SI	SI				
2-2 Beta assegnato	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	1.00	1.00				
2-2 Beta * L assegnato [cm]	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0				
1-1 Beta * L automatico	SI	SI	SI	SI	SI	SI
	SI	SI				
1-1 Beta assegnato	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	1.00	1.00				
1-1 Beta * L assegnato [cm]	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0				
Generalità						
Coefficiente gamma M0	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05
	1.05	1.05				
Coefficiente gamma M1	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05
	1.05	1.05				
Coefficiente gamma M2	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25
	1.25	1.25				
Luce di taglio per GR [cm]	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	1.00	1.00				
Usa condizioni I e II	SI	SI	SI	SI	SI	SI
	SI	SI				
Momenti equivalenti	SI	SI	SI	SI	SI	SI
	SI	SI				

Gusci c.a.	1/7/..	2/8/..	3/9/..	4/10/..	5/11/..	6/12/..
Armatura						
Inclinazione Ax [gradi]	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	45.00				
Angolo Ax-Ay [gradi]	90.00	90.00	90.00	90.00	90.00	90.00
	90.00	90.00				
Minima tesa	0.31	0.10	0.13	2.000e-02	0.31	0.31
	0.31	0.31				
Massima tesa	0.78	4.00	4.00	4.00	0.78	0.78
	0.78	0.78				
Maglia unica centrale	NO	NO	NO	NO	NO	NO
	NO	NO				
Copriferro [cm]	3.50	3.00	2.00	2.00	2.00	2.00
	2.00	3.50				
Maglia x						
diametro	16	12	10	10	10	10
	10	16				
passo	20	20	20	20	20	20
	20	20				
diametro aggiuntivi	16	12	12	12	12	12
	12	16				
Maglia y						
diametro	16	12	10	10	10	10
	10	16				
passo	20	20	20	20	20	20
	20	20				
diametro aggiuntivi	16	12	12	12	12	12
	12	16				
Stati limite ultimi						
Tensione fy [daN/cm ²]	4500.00	4500.00	4500.00	4500.00	4500.00	4500.00
	4500.00	4500.00				
Tipo acciaio	tipo C	tipo C	tipo C	tipo C	tipo C	tipo C

Gusci c.a.	1/7/..	2/8/..	3/9/..	4/10/..	5/11/..	6/12/..
	tipo C	tipo C				
Coefficiente gamma s	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15
	1.15	1.15				
Coefficiente gamma c	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
	1.50	1.50				
Verifiche con N costante	SI	SI	SI	SI	SI	SI
	SI	SI				
Applica SLU da DIN	NO	NO	NO	NO	NO	NO
	NO	NO				
Tensioni ammissibili						
Tensione amm. cls [daN/cm ²]	97.50	97.50	97.50	97.50	97.50	97.50
	97.50	97.50				
Tensione amm. acciaio [daN/cm ²]	2600.00	2600.00	2600.00	2600.00	2600.00	2600.00
	2600.00	2600.00				
Rapporto omogeneizzazione N	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00
	15.00	15.00				
Massimo rapporto area compressa/tesa	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	1.00	1.00				
Resistenza al fuoco						
3- intradosso	NO	NO	NO	NO	NO	NO
	NO	NO				
3+ estradosso	NO	NO	NO	NO	NO	NO
	NO	NO				
Tempo di esposizione R	15	15	15	15	15	15
	15	15				

Solai e pannelli	1/7/..	2/8/..	3/9/..	4/10/..	5/11/..	6/12/..
Generalità						
Usa tensioni ammissibili	NO	NO	NO	NO	NO	NO
	NO	NO				
Af inf: da traliccio	SI	SI	SI	SI	SI	SI
	SI	SI				
Consenti armatura a taglio	NO	NO	NO	NO	NO	NO
	NO	NO				
Incrementa armatura longitudinale per taglio	SI	SI	SI	SI	SI	SI
	SI	SI				
Af inf: da q*L*L /	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00
	20.00	20.00				
Incremento fascia piena [cm]	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
	5.00	5.00				
Armatura						
Minima tesa	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
	0.15	0.15				
Massima tesa	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00
	3.00	3.00				
Minima compressa	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0				
Af/h [cm]	7.000e-02	7.000e-02	7.000e-02	7.000e-02	7.000e-02	7.000e-02
	7.000e-02	7.000e-02				
Stati limite ultimi						
Tensione fy [daN/cm ²]	4500.00	4500.00	4500.00	4500.00	4500.00	4500.00
	4500.00	4500.00				
Tipo acciaio	tipo C	tipo C	tipo C	tipo C	tipo C	tipo C
	tipo C	tipo C				
Coefficiente gamma s	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15
	1.15	1.15				
Coefficiente gamma c	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
	1.50	1.50				
Fattore di redistribuzione	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0				
Tensioni ammissibili						
Tensione amm. cls [daN/cm ²]	85.00	85.00	85.00	85.00	85.00	85.00
	85.00	85.00				
Tensione amm. acciaio [daN/cm ²]	2600.00	2600.00	2600.00	2600.00	2600.00	2600.00
	2600.00	2600.00				

Solai e pannelli	1/7/..	2/8/..	3/9/..	4/10/..	5/11/..	6/12/..
Rapporto omogeneizzazione N	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00
	15.00	15.00				
Massimo rapporto area compressa/tesa	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	1.00	1.00				
Verifica freccia						
Infinita	250.00	250.00	250.00	250.00	250.00	250.00
	250.00	250.00				
Istantanea	500.00	500.00	500.00	500.00	500.00	500.00
	500.00	500.00				
Fattore viscosità	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00
	3.00	3.00				
Usa J non fessurato	NO	NO	NO	NO	NO	NO
	NO	NO				
Elementi non strutturali						
Tamponatura antiespulsione Danesi	NO	NO	NO	NO	NO	NO
	NO	NO				
Tamponatura con armatura	NO	NO	NO	NO	NO	NO
	NO	NO				
Fattore di struttura/comportamento	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
	2.00	2.00				
Coefficiente gamma m	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0				
Periodo Ta	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0				
Altezza pannello	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0				

10 MODELLAZIONE DELLE SEZIONI

10.1 LEGENDA TABELLA DATI SEZIONI

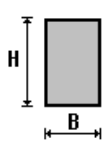
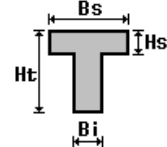
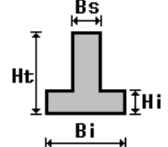
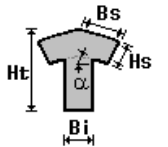
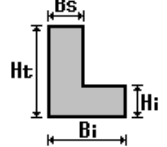
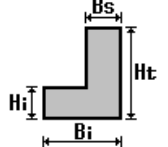
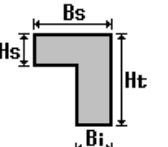
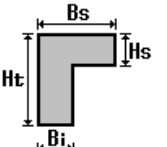
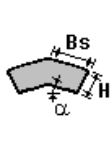
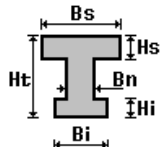
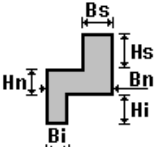
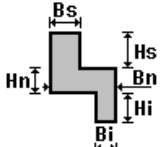
Il programma consente l'uso di sezioni diverse. Sono previsti i seguenti tipi di sezione:

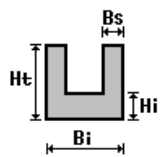
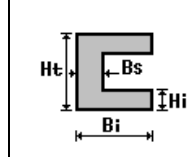
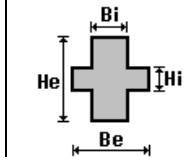
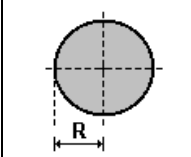
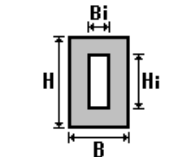
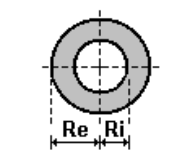
1. sezione di tipo generico
2. profilati semplici
3. profilati accoppiati e speciali

Le sezioni utilizzate nella modellazione sono individuate da una sigla identificativa ed un codice numerico (gli elementi strutturali richiamano quest'ultimo nella propria descrizione). Per ogni sezione vengono riportati in tabella i seguenti dati:

Area	area della sezione
A V2	area della sezione/fattore di taglio (per il taglio in direzione 2)
A V3	area della sezione/fattore di taglio (per il taglio in direzione 3)
Jt	fattore torsionale di rigidezza
J2-2	momento d'inerzia della sezione riferito all'asse 2
J3-3	momento d'inerzia della sezione riferito all'asse 3
W2-2	modulo di resistenza della sezione riferito all'asse 2
W3-3	modulo di resistenza della sezione riferito all'asse 3
Wp2-2	modulo di resistenza plastico della sezione riferito all'asse 2
Wp3-3	modulo di resistenza plastico della sezione riferito all'asse 3

I dati sopra riportati vengono utilizzati per la determinazione dei carichi inerziali e per la definizione delle rigidezze degli elementi strutturali; qualora il valore di Area V2 (e/o Area V3) sia nullo la deformabilità per taglio V2 (e/o V3) è trascurata. La valutazione delle caratteristiche inerziali delle sezioni è condotta nel riferimento 2-3 dell'elemento.

 <p>rettangolare</p>	 <p>a T</p>	 <p>a T rovescia</p>	 <p>a T di colmo</p>	 <p>a L</p>	 <p>a L specchiata</p>
 <p>a L specchiata rovescia</p>	 <p>a L rovescia</p>	 <p>a L di colmo</p>	 <p>a doppio T</p>	 <p>a quattro specchiata</p>	 <p>a quattro</p>

 <p>a U</p>	 <p>a C</p>	 <p>a croce</p>	 <p>circolare</p>	 <p>rettangolare cava</p>	 <p>circolare cava</p>
--	--	--	--	--	---

Per quanto concerne i profilati semplici ed accoppiati l'asse 2 del riferimento coincide con l'asse x riportato nei più diffusi profilatari.

Per quanto concerne le sezioni di tipo generico (tipo 1.):

i valori dimensionali con prefisso B sono riferiti all'asse 2

i valori dimensionali con prefisso H sono riferiti all'asse 3

Id	Tipo	Area	A V2	A V3	Jt	J 2-2	J 3-3	W 2-2	W 3-3	Wp 2-2	Wp 3-3
		cm2	cm2	cm2	cm4	cm4	cm4	cm3	cm3	cm3	cm3
1	Rettangolare: b=30.00 h =30.00	900.00	750.00	750.00	1.139e+05	6.750e+04	6.750e+04	4500.00	4500.00	6750.00	6750.00
8	HEB 160	54.30	0.0	0.0	31.20	889.00	2492.00	111.20	311.50	170.00	354.00
15	UNP 180	28.00	0.0	0.0	9.55	114.00	1354.00	22.40	150.00	42.90	179.00
16	IPE 100	10.30	0.0	0.0	1.20	16.00	171.00	5.80	34.20	9.10	39.40
18	IPE 140	16.40	0.0	0.0	2.40	45.00	541.00	12.30	77.30	19.20	88.30

11 MODELLAZIONE STRUTTURA: NODI

11.1 LEGENDA TABELLA DATI NODI

Il programma utilizza per la modellazione nodi strutturali.

Ogni nodo è individuato dalle coordinate cartesiane nel sistema di riferimento globale (X Y Z).

Ad ogni nodo è eventualmente associato un codice di vincolamento rigido, un codice di fondazione speciale, ed un set di sei molle (tre per le traslazioni, tre per le rotazioni). Le tabelle sottoriportate riflettono le succitate possibilità. In particolare per ogni nodo viene indicato in tabella:

Nodo	numero del nodo.
X	valore della coordinata X
Y	valore della coordinata Y
Z	valore della coordinata Z

Per i nodi ai quali sia associato un codice di vincolamento rigido, un codice di fondazione speciale o un set di molle viene indicato in tabella:

Nodo	numero del nodo.
X	valore della coordinata X
Y	valore della coordinata Y
Z	valore della coordinata Z
Note	eventuale codice di vincolo (es. v=110010 sei valori relativi ai sei gradi di libertà previsti per il nodo TxTyTzRxRyRz, il valore 1 indica che lo spostamento o rotazione relativo è impedito, il valore 0 indica che lo spostamento o rotazione relativo è libero).
Note	(FS = 1, 2,...) eventuale codice del tipo di fondazione speciale (1, 2,... fanno riferimento alle tipologie: plinto, palo, plinto su pali,...) che è collegato al nodo. (ISO = "id SIGLA") indice e sigla identificativa dell' eventuale isolatore sismico assegnato al nodo
Rig. TX	valore della rigidezza dei vincoli elastici eventualmente applicati al nodo, nello specifico TX (idem per TY, TZ, RX, RY, RZ).

Per strutture sismicamente isolate viene inoltre inserita la tabella delle caratteristiche per gli isolatori utilizzati; le caratteristiche sono indicate in conformità al cap. 7.10 del D.M. 17/01/18

11.1.1 TABELLA DATI NODI

Nodo	X	Y	Z	Nodo	X	Y	Z	Nodo	X	Y	Z
	cm	cm	cm		cm	cm	cm		cm	cm	cm
1	682.9	428.8	0.0	2	682.9	428.8	18.4	3	670.9	252.4	0.0
4	670.9	252.4	128.7	5	560.4	136.7	128.7	6	682.9	264.9	128.7
7	794.9	428.8	0.0	8	794.9	428.8	18.4	9	794.9	264.9	128.7
10	744.7	181.9	0.0	11	744.7	181.9	128.7	12	634.2	66.2	128.7
13	794.9	234.5	128.7	14	560.4	136.7	0.0	15	634.2	66.2	0.0
16	527.3	102.0	128.7	17	-300.0	102.0	478.0	18	570.9	0.0	165.5
19	-370.1	0.0	478.0	20	570.9	0.0	128.7	21	350.0	0.0	0.0

22	350.0	0.0	257.4	23	350.0	102.0	0.0	24	350.0	102.0	257.4
25	329.0	0.0	257.4	26	415.5	0.0	257.4	27	329.0	102.0	257.4
28	415.5	102.0	257.4	29	0.0	0.0	0.0	30	0.0	0.0	478.0
31	0.0	102.0	0.0	32	0.0	102.0	478.0	33	0.0	0.0	239.0
34	0.0	102.0	239.0	35	32.0	0.0	478.0	36	32.0	102.0	478.0
37	-300.0	0.0	478.0	38	-326.4	102.0	478.0	39	-300.0	0.0	0.0
40	-300.0	102.0	0.0	41	-300.0	0.0	239.0	42	-300.0	102.0	239.0
43	527.3	0.0	165.5	44	-543.8	181.9	478.0	45	527.3	102.0	165.5
46	-470.1	252.4	478.0	47	-543.8	181.9	0.0	48	-543.8	181.9	239.0
49	-470.1	252.4	0.0	50	-470.1	252.4	239.0	51	597.3	101.4	128.7
52	-483.9	266.8	478.0	53	-557.6	196.4	478.0	54	707.8	217.1	128.7
55	50.0	0.0	0.0	60	300.0	0.0	0.0	61	350.0	51.0	0.0
62	300.0	102.0	0.0	67	50.0	102.0	0.0	68	0.0	51.0	0.0
69	50.0	51.0	0.0	74	300.0	51.0	0.0	75	-250.0	0.0	0.0
79	-50.0	0.0	0.0	80	-50.0	102.0	0.0	84	-250.0	102.0	0.0
85	-300.0	51.0	0.0	86	-250.0	51.0	0.0	90	-50.0	51.0	0.0
92	-326.4	102.0	0.0	93	-348.3	51.0	0.0	94	-509.1	145.5	0.0
100	-434.2	214.8	0.0	101	-506.9	217.1	0.0	102	-468.3	179.3	0.0
105	400.0	0.0	-3.33e-04	106	400.0	102.0	-3.33e-04	107	400.0	51.0	-3.33e-
04											
108	527.3	102.0	0.0	115	602.6	33.1	0.0	116	597.3	101.4	0.0
117	671.0	104.8	0.0	118	707.9	143.3	0.0	119	707.8	217.1	0.0
120	634.1	213.8	0.0	121	597.3	175.2	0.0	122	634.1	140.0	0.0
123	671.0	178.6	0.0	124	682.9	264.9	3.08e-04	127	794.9	331.6	1.54e-
04											
128	794.9	380.2	7.70e-05	129	738.9	428.8	0.0	130	682.9	374.2	8.66e-
05											
131	682.9	340.6	1.40e-04	132	738.9	249.7	2.84e-04	133	740.0	367.9	9.65e-
05											
134	746.7	331.6	1.54e-04	135	775.8	214.5	2.84e-04	136	-578.6	218.3	0.0
137	-504.8	288.7	0.0	138	-541.7	253.5	0.0	139	-580.7	146.7	0.0
140	-546.0	110.3	0.0	141	-300.0	-51.0	0.0	142	-250.0	-51.0	0.0
143	-615.5	183.1	0.0	144	-350.0	0.0	0.0	145	0.0	-51.0	0.0
146	50.0	-51.0	0.0	147	-50.0	-51.0	0.0	148	350.0	-51.0	0.0
149	300.0	-51.0	0.0	150	400.0	-51.0	-3.33e-04	151	707.9	69.5	0.0
152	671.1	31.0	0.0	153	639.4	-2.1	0.0	154	744.7	108.1	0.0
155	781.6	146.7	0.0	156	812.7	179.3	2.84e-04	157	850.9	380.2	7.70e-
05											
158	850.9	428.8	0.0	159	850.9	331.6	1.54e-04	160	565.7	68.3	0.0
161	-350.0	-51.0	0.0								

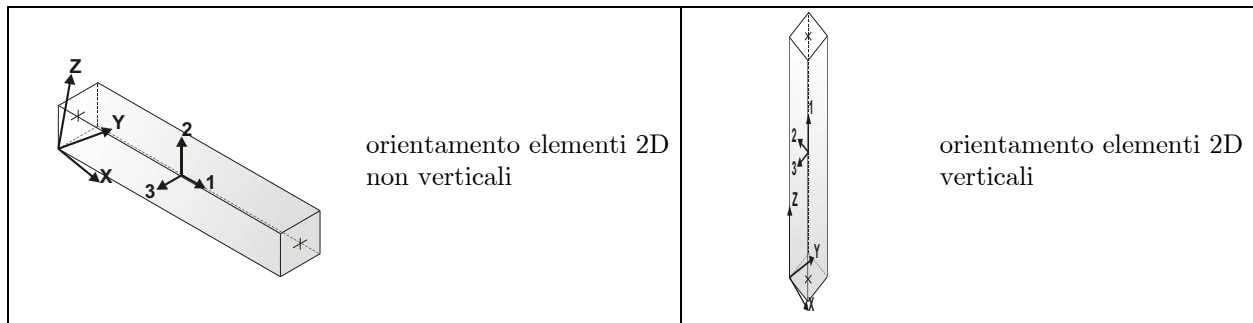
12 MODELLAZIONE STRUTTURA: ELEMENTI TRAVE

12.1 TABELLA DATI TRAVI

Il programma utilizza per la modellazione elementi a due nodi denominati in generale travi.

Ogni elemento trave è individuato dal nodo iniziale e dal nodo finale.

Ogni elemento è caratterizzato da un insieme di proprietà riportate in tabella che ne completano la modellazione.



In particolare per ogni elemento viene indicato in tabella:

Elem.	numero dell'elemento
Note	codice di comportamento: trave, trave di fondazione, pilastro, asta, asta tesa, asta compressa,
Nodo I (J)	numero del nodo iniziale (finale)
Mat.	codice del materiale assegnato all'elemento
Sez.	codice della sezione assegnata all'elemento
Rotaz.	valore della rotazione dell'elemento, attorno al proprio asse, nel caso in cui l'orientamento di default non sia adottabile; l'orientamento di default prevede per gli elementi non verticali l'asse 2 contenuto nel piano verticale e l'asse 3 orizzontale, per gli elementi verticali l'asse 2 diretto secondo X negativo e l'asse 3 diretto secondo Y negativo
Svincolo I (J)	codici di svincolo per le azioni interne; i primi sei codici si riferiscono al nodo iniziale, i restanti sei al nodo finale (il valore 1 indica che la relativa azione interna non è attiva)
Wink V	costante di sottofondo (coefficiente di Winkler) per la modellazione della trave su suolo elastico
Wink O	costante di sottofondo (coefficiente di Winkler) per la modellazione del suolo elastico orizzontale

Elem.	Note	Nodo I	Nodo J	Mat.	Sez.	Crit.	Rotaz. gradi	Svincolo I	Svincolo J	Wink V daN/cm3	Wink O daN/cm3
1	Trave	20	12	12	15	1					
2	Pilas.	48	44	12	8	1	-46.00				
3	Trave	54	11	12	18	1					
4	Trave	2	8	12	16	1		000001	000001		
5	Trave	6	9	12	16	1		000001	000001		
6	Trave	4	54	12	18	1					
7	Pilas.	14	5	12	8	1	46.00				
8	Trave	52	46	12	15	1					
9	Trave	5	51	12	18	1					
10	Trave	17	32	12	15	1					
11	Trave	11	13	12	15	1					
12	Trave	43	45	12	16	1		000001	000001		
13	Trave	22	26	12	15	1					
14	Trave	16	20	12	16	1		000001	000001		
15	Trave	45	18	12	16	1		000001	000001		
16	Trave	51	12	12	18	1					
17	Trave	16	5	12	15	1					
18	Pilas.	41	37	12	8	1					
19	Trave	37	30	12	15	1					
20	Trave	46	38	12	15	1					
21	Pilas.	1	2	12	15	1	90.00				
22	Pilas.	3	4	12	8	1	46.00				
23	Trave	24	28	12	15	1					
24	Pilas.	21	22	12	8	1					
25	Pilas.	23	24	12	8	1					
26	Trave	25	22	12	15	1					
27	Trave	22	24	12	18	1					
28	Trave	26	43	12	15	1					
29	Trave	19	37	12	15	1					
30	Trave	27	24	12	15	1					
31	Pilas.	34	32	12	8	1					
32	Trave	4	6	12	15	1					
33	Trave	26	28	12	15	1					
34	Pilas.	29	33	12	8	1					
35	Pilas.	31	34	12	8	1					
36	Trave	30	32	12	18	1					
37	Trave	33	34	12	18	1					
38	Trave	5	4	12	15	1					
39	Trave	53	44	12	15	1					
40	Trave	6	2	12	15	1					
41	Pilas.	7	8	12	15	1	90.00				
42	Trave	35	25	12	15	1					
43	Trave	35	36	12	15	1					
44	Trave	30	35	12	15	1					
45	Trave	32	36	12	15	1					
46	Trave	36	27	12	15	1					
47	Pilas.	50	46	12	8	1	-46.00				
48	Pilas.	42	17	12	8	1					
49	Pilas.	39	41	12	8	1					
50	Pilas.	40	42	12	8	1					
51	Trave	37	17	12	18	1					
52	Trave	41	42	12	18	1					
53	Trave	44	19	12	15	1					
54	Pilas.	15	12	12	8	1	46.00				
55	Trave	38	17	12	15	1					
56	Trave	53	52	12	15	1					
57	Pilas.	20	18	12	15	1					
58	Trave	28	45	12	15	1					
59	Pilas.	47	48	12	8	1	-46.00				
60	Pilas.	49	50	12	8	1	-46.00				
61	Trave	43	18	12	15	1					
62	Trave	44	46	12	18	1					
63	Trave	19	38	12	15	1					
64	Pilas.	33	30	12	8	1					
65	Pilas.	16	45	12	15	1					
66	Trave	48	50	12	18	1					



67	Trave	9	8	12	15	1	
68	Pilas.	10	11	12	8	1	46.00
69	Trave	12	11	12	15	1	
70	Trave	13	9	12	15	1	

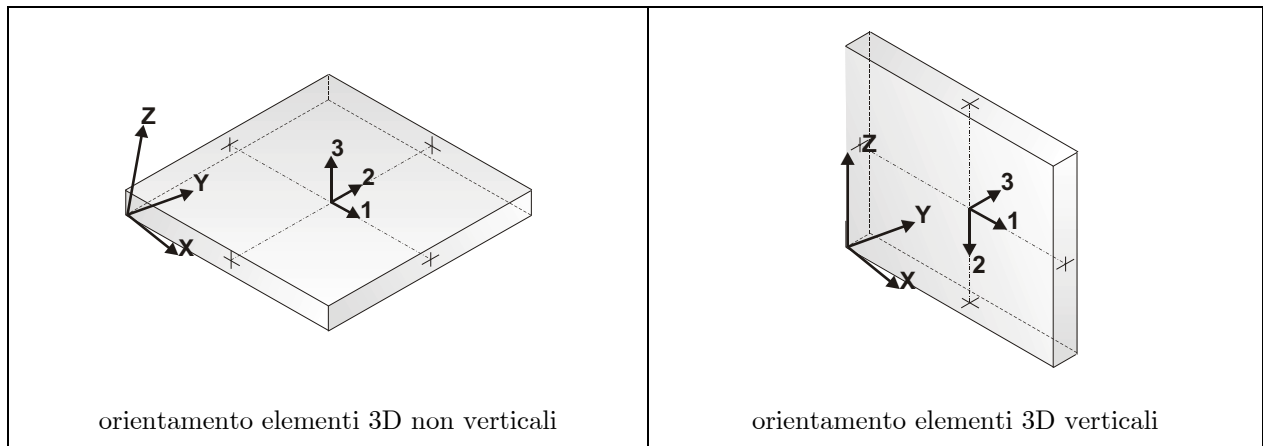
13 MODELLAZIONE STRUTTURA: ELEMENTI SHELL

13.1 LEGENDA TABELLA DATI SHELL

Il programma utilizza per la modellazione elementi a tre o quattro nodi denominati in generale shell.

Ogni elemento shell è individuato dai nodi I, J, K, L (L=I per gli elementi a tre nodi).

Ogni elemento è caratterizzato da un insieme di proprietà riportate in tabella che ne completano la modellazione.



In particolare per ogni elemento viene indicato in tabella:

Elem.	numero dell'elemento
Note	codice di comportamento: <i>Guscio</i> (elemento guscio in elevazione non verticale) <i>Guscio fond.</i> (elemento guscio su suolo elastico) <i>Setto</i> (elemento guscio in elevazione verticale) <i>Membrana</i> (elemento guscio con comportamento membranale)
Nodo I (J, K, L)	numero del nodo I (J, K, L)
Mat.	codice del materiale assegnato all'elemento
Spessore	spessore dell'elemento (costante)
Wink V	costante di sottofondo (coefficiente di Winkler) per la modellazione del suolo elastico verticale
Wink O	costante di sottofondo (coefficiente di Winkler) per la modellazione del suolo elastico orizzontale

Elem.	Note	Nodo I	Nodo J	Nodo K	Nodo L	Mat.	Crit.	Spessore	Svincolo	Wink V	Wink
								cm	daN/cm3		
O											
	daN/cm3										
1	Guscio fond.	29	55	69	68	1	1	60.0		0.80	0.46
2	Guscio fond.	68	69	67	31	1	1	60.0		0.80	0.46
13	Guscio fond.	60	21	61	74	1	1	60.0		0.80	0.46
14	Guscio fond.	74	61	23	62	1	1	60.0		0.80	0.46
15	Guscio fond.	39	75	86	85	1	1	60.0		0.80	0.46
16	Guscio fond.	85	86	84	40	1	1	60.0		0.80	0.46
25	Guscio fond.	79	29	68	90	1	1	60.0		0.80	0.46
26	Guscio fond.	90	68	31	80	1	1	60.0		0.80	0.46
27	Guscio fond.	144	39	85	93	1	1	60.0		0.80	0.46
28	Guscio fond.	93	85	40	92	1	1	60.0		0.80	0.46
30	Guscio fond.	94	102	101	47	1	8	60.0		0.80	0.46
31	Guscio fond.	102	100	49	101	1	8	60.0		0.80	0.46
38	Guscio fond.	21	105	107	61	1	1	60.0		0.80	0.46
39	Guscio fond.	61	107	106	23	1	1	60.0		0.80	0.46
45	Guscio fond.	160	115	15	116	1	8	60.0		0.80	0.46
46	Guscio fond.	108	160	116	14	1	8	60.0		0.80	0.46
48	Guscio fond.	116	15	117	122	1	8	60.0		0.80	0.46
49	Guscio fond.	14	116	122	121	1	8	60.0		0.80	0.46
52	Guscio fond.	123	118	10	119	1	8	60.0		0.80	0.46
53	Guscio fond.	120	123	119	3	1	8	60.0		0.80	0.46
55	Guscio fond.	134	127	128	133	1	1	60.0		0.80	0.46
56	Guscio fond.	133	128	7	129	1	1	60.0		0.80	0.46
57	Guscio fond.	131	134	133	130	1	1	60.0		0.80	0.46
58	Guscio fond.	130	133	129	1	1	1	60.0		0.80	0.46
61	Guscio fond.	3	119	132	124	1	8	60.0		0.80	0.46
62	Guscio fond.	119	10	135	132	1	8	60.0		0.80	0.46
64	Guscio fond.	47	101	138	136	1	8	60.0		0.80	0.46
65	Guscio fond.	101	49	137	138	1	8	60.0		0.80	0.46
66	Guscio fond.	140	94	47	139	1	8	60.0		0.80	0.46
67	Guscio fond.	139	47	136	143	1	8	60.0		0.80	0.46
68	Guscio fond.	145	146	55	29	1	1	60.0		0.80	0.46
69	Guscio fond.	147	145	29	79	1	1	60.0		0.80	0.46
70	Guscio fond.	149	148	21	60	1	1	60.0		0.80	0.46
71	Guscio fond.	148	150	105	21	1	1	60.0		0.80	0.46
72	Guscio fond.	141	142	75	39	1	1	60.0		0.80	0.46
73	Guscio fond.	161	141	39	144	1	1	60.0		0.80	0.46
74	Guscio fond.	115	153	152	15	1	8	60.0		0.80	0.46
75	Guscio fond.	15	152	151	117	1	8	60.0		0.80	0.46
76	Guscio fond.	118	154	155	10	1	8	60.0		0.80	0.46
77	Guscio fond.	10	155	156	135	1	8	60.0		0.80	0.46
78	Guscio fond.	127	159	157	128	1	1	60.0		0.80	0.46
79	Guscio fond.	128	157	158	7	1	1	60.0		0.80	0.46

14 MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA: ELEMENTI SOLAIO-PANNELLO

14.1 LEGENDA TABELLA DATI SOLAI-PANNELLI

Il programma utilizza per la modellazione elementi a tre o più nodi denominati in generale solaio o pannello.

Ogni elemento solaio-pannello è individuato da una poligonale di nodi 1,2, ..., N.

L'elemento solaio è utilizzato in primo luogo per la modellazione dei carichi agenti sugli elementi strutturali. In secondo luogo può essere utilizzato per la corretta ripartizione delle forze orizzontali agenti nel proprio piano. L'elemento balcone è derivato dall'elemento solaio.

I carichi agenti sugli elementi solaio, raccolti in un archivio, sono direttamente assegnati agli elementi utilizzando le informazioni raccolte nell' archivio (es. i coefficienti combinatori). La tabella seguente riporta i dati utilizzati per la definizione dei carichi e delle masse.

L'elemento pannello è utilizzato solo per l'applicazione dei carichi, quali pesi delle tamponature o spinte dovute al vento o terre. In questo caso i carichi sono applicati in analogia agli altri elementi strutturali (si veda il cap. SCHEMATIZZAZIONE DEI CASI DI CARICO).

Id.Arch.	Identificativo dell' archivio
Tipo	Tipo di carico <i>Variab.</i> Carico variabile generico <i>Var. rid.</i> Carico variabile generico con riduzione in funzione dell' area (c.5.5. ...) <i>Neve</i> Carico di neve
G1	carico permanente (comprensivo del peso proprio)
G2	carico permanente non strutturale e non compiutamente definito
Q	carico variabile
Fatt. A	fattore di riduzione del carico variabile (0.5 o 0.75) per tipo "Var.rid."
S sis.	fattore di riduzione del carico variabile per la definizione delle masse sismiche per D.M. 96 (vedi NOTA sul capitolo "normativa di riferimento")
Psi 0	Coefficiente combinatorio dei valori caratteristici delle azioni variabili: <i>per valore raro</i>
Psi 1	Coefficiente combinatorio dei valori caratteristici delle azioni variabili: <i>per valore frequente</i>
Psi 2	Coefficiente combinatorio dei valori caratteristici delle azioni variabili: <i>per valore quasi permanente</i>
Psi S 2	Coefficiente di combinazione che fornisce il valore quasi-permanente dell'azione variabile: <i>per la definizione delle masse sismiche</i>
Fatt. Fi	Coefficiente di correlazione dei carichi per edifici

Ogni elemento è caratterizzato da un insieme di proprietà riportate in tabella che ne completano la modellazione. In particolare per ogni elemento viene indicato in tabella:

Elem	numero dell'elemento
Tipo	codice di comportamento <i>S</i> elemento utilizzato solo per scarico

	<i>C</i>	elemento utilizzato per scarico e per modellazione piano rigido
	<i>P</i>	elemento utilizzato come pannello
	<i>M</i>	scarico monodirezionale
	<i>B</i>	scarico bidirezionale
Id.Arch.	Identificativo dell' archivio	
Mat	codice del materiale assegnato all'elemento	
Spessore	spessore dell'elemento (costante)	
Orditura	angolo (rispetto all'asse X) della direzione dei travetti principali	
G1	carico permanente solaio (comprensivo del peso proprio)	
G2	carico permanente non strutturale e non compiutamente definito	
Q	carico variabile solaio	
Nodi	numero dei nodi che definiscono l'elemento (5 per riga)	

La progettazione viene eseguita con il metodo degli stati limite. I simboli utilizzati in tabella assumono il seguente significato:

Elem.	numero identificativo dell'elemento
Stato	Codici di verifica relativi alle tensioni normali e alle tensioni tangenziali
Note	Viene riportato il codice relativo alla sezione(s) e relativo al materiale(m);
F ist, F infi	Frecce istantanee e a tempo infinito
Pos.	Ascissa del punto di verifica
Momento	Momento flettente
Af inf.	Area di armatura longitudinale posta all'intradosso della trave
Af sup.	Area di armatura longitudinale posta all'estradosso della trave
V N/M	rapporto S_d/S_u con sollecitazioni ultime proporzionali: valore minore o uguale a 1 per verifica positiva
x/d	rapporto tra posizione dell'asse neutro e altezza utile alla rottura della sezione (per sola flessione)
Taglio	Sollecitazione di taglio
AfV	Area dell'armatura atta ad assorbire le azioni di taglio
Verif.V	rapporto S_d/S_u con sollecitazioni taglianti proporzionali: valore minore o uguale a 1 per verifica positiva
B eff	Base della sezione di cls per l'assorbimento del taglio
rRfck	rapporto tra la massima compressione nel calcestruzzo e la tensione f_{ck} in combinazioni rare [normalizzato a 1]
rFfck	rapporto tra la massima compressione nel calcestruzzo e la tensione f_{ck} in combinazioni freq. [normalizzato a 1]
rPfck	rapporto tra la massima compressione nel calcestruzzo e la tensione f_{ck} in combinazioni quasi perm. [normalizzato a 1]

rRfyk	rapporto tra la massima tensione nell'acciaio e la tensione fyk in combinazioni frequenti [normalizzato a 1]
rFyk	rapporto tra la massima tensione nell'acciaio e la tensione fyk in combinazioni rare [normalizzato a 1]
rPfyk	rapporto tra la massima tensione nell'acciaio e la tensione fyk in combinazioni quasi permanenti [normalizzato a 1]
wR	apertura caratteristica delle fessure in combinazioni rare [mm]
wF	apertura caratteristica delle fessure in combinazioni frequenti [mm]
wP	apertura caratteristica delle fessure in combinazioni quasi permanenti [mm]

Nel caso in cui si sia proceduto alla verifica delle tamponature secondo il D.M. 17.01.2018 - §7.2.3 viene riportata una tabella riassuntiva delle verifiche degli elementi pannello. La verifica (definita come rapporto domanda/capacità) confronta le azioni sollecitanti indotte dal sisma con le resistenze secondo tre ipotesi, due basate sulla resistenza a pressoflessione della tamponatura ed una basata sul cinematismo a seguito della formazione di tre cerniere plastiche sulla tamponatura. Il cinematismo è riconducibile al meccanismo ad arco, descritto nel paragrafo "8.4.3 Walls arching between supports" dell' EN 1996-1-1:2022 per snellezze non superiori a 20. La verifica considera anche il degrado di resistenza dovuto al danneggiamento nel piano della tamponatura.

Qualora la tamponatura sia di tipo antiespulsione (nelle due possibili varianti ordinaria o armata) viene condotta una verifica con meccanismo ad arco con degrado di resistenza. La verifica confronta le pressioni sollecitanti indotte dal sisma con le pressioni resistenti che la tamponatura sviluppa attraverso il meccanismo ad arco. La verifica considera anche il degrado di resistenza dovuto al danneggiamento nel piano della tamponatura.

Per quest'ultima tamponatura sono disponibili, in funzione del materiale impiegato (materiale [52] o materiale [53]):

- **Tamponatura Antiespulsione ordinaria Poroton® Danesi** sp.30 cm; con metodo di verifica per meccanismo ad arco con degrado di resistenza, sviluppato attraverso i risultati di un progetto di ricerca sperimentale condotto dall'Università degli Studi di Padova.
Utilizzabile per il materiale [52].
- **Tamponatura Antiespulsione armata Poroton® Danesi** sp.30 cm; con metodo di verifica per meccanismo ad arco con degrado di resistenza, sviluppato attraverso i risultati di un progetto di ricerca sperimentale condotto dall'Università degli Studi di Padova.
Utilizzabile per il materiale [53].

La verifica è stata calibrata sulla base di prove sperimentali sul sistema di Tamponatura Antiespulsione anche in presenza di aperture.

(rif. Rapporti di Prova redatti dal Dipartimento ICEA - Università degli Studi di Padova di test sperimentali condotti sul sistema Tamponatura Antiespulsione di Cis Edil)

In particolare i simboli utilizzati in tabella assumono il seguente significato:

Elem.	Numero identificativo dell'elemento
Stato	Codice di verifica
Ver. EC6	Rapporto pa/pr (valore minore o uguale a 1 per verifica positiva) con valutazione della pressione resistente pr per meccanismo ad arco secondo EN 1996-1-1:2022
Ver. c.c.	Verifica nell'ipotesi di trave appoggiata con carico concentrato in mezzeria

Ver. c.d.	Verifica nell'ipotesi di trave appoggiata con carico distribuito
Ver. cin.	Verifica nell'ipotesi di cinematismo con formazione di cerniere plastiche in appoggio e mezzzeria
Ver. DNS	Rapporto p_a/pr (valore minore o uguale a 1 per verifica positiva) con valutazione della pressione resistente pr per meccanismo ad arco per Danesi
Z	Quota del baricentro dell'elemento
T1	Periodo proprio dell'edificio nella direzione di interesse (ortogonale al pannello)
Ta	Periodo proprio della parete
Sa	Accelerazione massima, adimensionalizzata allo SLV
p_a	Pressione sulla parete causata dall'azione sismica
Drift	Spostamento relativo interpiano allo SLV valutato secondo il D.M. 14.01.2018 - § 7.3.3.3
R.Drift	Coef. riduttivo per tener conto del danneggiamento del piano dipendente dallo spostamento (utilizzato in Ver. EC6 e Ver. DNS)

ID Arch.	Tipo	G1	G2	Q	Fatt. A	s sis.	Psi 0	Psi 1	Psi 2	Psi S 2	Fatt. Fi
1	Variab.	daN/cm2 1.00e-03	daN/cm2 4.00e-03	daN/cm2 5.00e-02		1.00	0.70	0.70	0.60	0.60	1.00

Elem. Nodo..	Tipo	ID Arch.	Mat.	Spessore	Orditura	G1	G2	Q	Nodo 1/6..	Nodo 2/7..	Nodo 3/8..	Nodo..
						daN/cm2	daN/cm2	daN/cm2				
1	CM	1	m=12	1.0	46.3	1.00e-03	4.00e-03	5.00e-02	19	38	46	44
2	SM	1	m=12	1.0	90.0	1.00e-03	4.00e-03	5.00e-02	43	18	45	
3	CM	1	m=12	1.0	90.0	1.00e-03	4.00e-03	5.00e-02	25	27	36	35
4	CM	1	m=12	1.0	90.0	1.00e-03	4.00e-03	5.00e-02	22	24	27	25
5	CM	1	m=12	1.0	90.0	1.00e-03	4.00e-03	5.00e-02	26	28	24	22
6	CM	1	m=12	1.0	-46.3	1.00e-03	4.00e-03	5.00e-02	11	4	5	12
7	CM	1	m=12	1.0	0.0	1.00e-03	4.00e-03	5.00e-02	8	2	6	9
8	CM	1	m=12	1.0	0.0	1.00e-03	4.00e-03	5.00e-02	13	9	6	4
9	CM	1	m=12	1.0	-46.3	1.00e-03	4.00e-03	5.00e-02	20	12	5	16
10	CM	1	m=12	1.0	90.0	1.00e-03	4.00e-03	5.00e-02	28	26	43	45
11	CM	1	m=12	1.0	90.0	1.00e-03	4.00e-03	5.00e-02	37	30	32	17
12	CM	1	m=12	1.0	90.0	1.00e-03	4.00e-03	5.00e-02	19	37	17	38
13	CM	1	m=12	1.0	90.0	1.00e-03	4.00e-03	5.00e-02	30	35	36	32
14	CM	1	m=12	1.0	46.3	1.00e-03	4.00e-03	5.00e-02	53	44	46	52

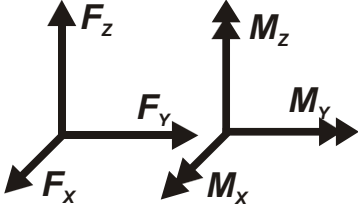
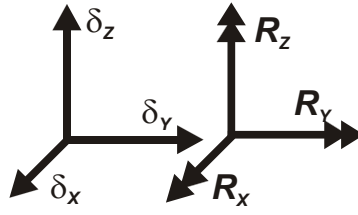
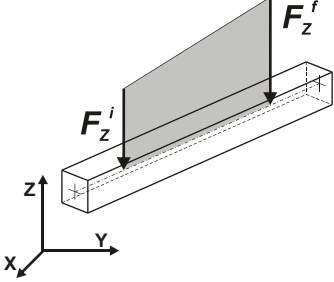
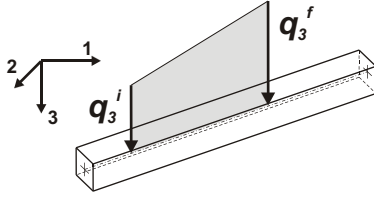
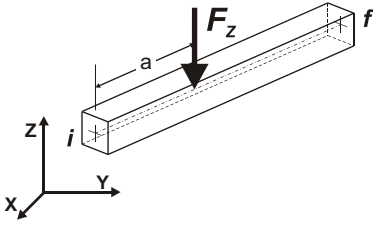
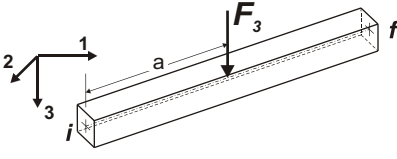
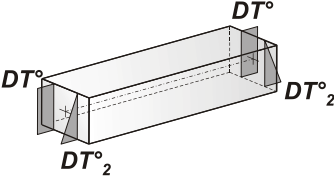
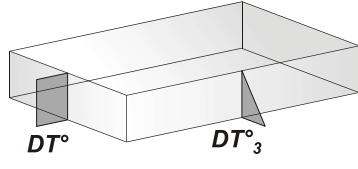
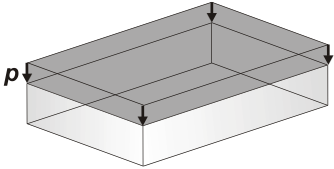
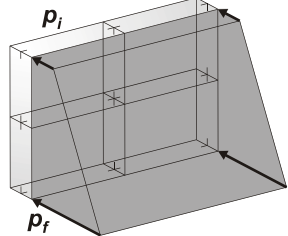
15 MODELLAZIONE DELLE AZIONI

15.1 LEGENDA TABELLA DATI AZIONI

Il programma consente l'uso di diverse tipologie di carico (azioni). Le azioni utilizzate nella modellazione sono individuate da una sigla identificativa ed un codice numerico (gli elementi strutturali richiamano quest'ultimo nella propria descrizione). Per ogni azione applicata alla struttura viene di riportato il codice, il tipo e la sigla identificativa. Le tabelle successive dettagliano i valori caratteristici di ogni azione in relazione al tipo. Le tabelle riportano infatti i seguenti dati in relazione al tipo:

1	carico concentrato nodale 6 dati (forza F_x , F_y , F_z , momento M_x , M_y , M_z)
2	spostamento nodale impresso 6 dati (spostamento T_x , T_y , T_z , rotazione R_x , R_y , R_z)
3	carico distribuito globale su elemento tipo trave 7 dati (f_x , f_y , f_z , m_x , m_y , m_z , ascissa di inizio carico) 7 dati (f_x , f_y , f_z , m_x , m_y , m_z , ascissa di fine carico)
4	carico distribuito locale su elemento tipo trave 7 dati (f_1 , f_2 , f_3 , m_1 , m_2 , m_3 , ascissa di inizio carico) 7 dati (f_1 , f_2 , f_3 , m_1 , m_2 , m_3 , ascissa di fine carico)
5	carico concentrato globale su elemento tipo trave 7 dati (F_x , F_y , F_z , M_x , M_y , M_z , ascissa di carico)
6	carico concentrato locale su elemento tipo trave 7 dati (F_1 , F_2 , F_3 , M_1 , M_2 , M_3 , ascissa di carico)
7	variazione termica applicata ad elemento tipo trave 7 dati (variazioni termiche: uniforme, media e differenza in altezza e larghezza al nodo iniziale e finale)
8	carico di pressione uniforme su elemento tipo piastra 1 dato (pressione)
9	carico di pressione variabile su elemento tipo piastra 4 dati (pressione, quota, pressione, quota)
10	variazione termica applicata ad elemento tipo piastra 2 dati (variazioni termiche: media e differenza nello spessore)
11	carico variabile generale su elementi tipo trave e piastra 1 dato descrizione della tipologia 4 dati per segmento (posizione, valore, posizione, valore) la tipologia precisa l'ascissa di definizione, la direzione del carico, la modalità di carico e la larghezza d'influenza per gli elementi tipo trave
12	gruppo di carichi con impronta su piastra 9 dati (numero di ripetizioni in direzione X e Y, valore di ciascun carico, posizione centrale del primo, dimensioni dell'impronta, interasse tra i carichi)



 <p>Carico concentrato nodale</p>	 <p>Spostamento impresso</p>
 <p>Carico distribuito globale</p>	 <p>Carico distribuito locale</p>
 <p>Carico concentrato globale</p>	 <p>Carico concentrato locale</p>
 <p>Carico termico 2D</p>	 <p>Carico termico 3D</p>
 <p>Carico pressione uniforme</p>	 <p>Carico pressione variabile</p>

16 SCHEMATIZZAZIONE DEI CASI DI CARICO

16.1 LEGENDA TABELLA CASI DI CARICO

Il programma consente l'applicazione di diverse tipologie di casi di carico.

Sono previsti i seguenti 11 tipi di casi di carico:

	<i>Sigla</i>	<i>Tipo</i>	<i>Descrizione</i>
1	Ggk	A	caso di carico comprensivo del peso proprio struttura
2	Gk	NA	caso di carico con azioni permanenti
3	Qk	NA	caso di carico con azioni variabili
4	Gsk	A	caso di carico comprensivo dei carichi permanenti sui solai e sulle coperture
5	Qsk	A	caso di carico comprensivo dei carichi variabili sui solai
6	Qnk	A	caso di carico comprensivo dei carichi di neve sulle coperture
7	Qtk	SA	caso di carico comprensivo di una variazione termica agente sulla struttura
8	Qvk	NA	caso di carico comprensivo di azioni da vento sulla struttura
9	Esk	SA	caso di carico sismico con analisi statica equivalente
10	Edk	SA	caso di carico sismico con analisi dinamica
11	Etk	NA	caso di carico comprensivo di azioni derivanti dall' incremento di spinta delle terre in condizione sismica
12	Pk	NA	caso di carico comprensivo di azioni derivanti da coazioni, cedimenti e precompressioni

Sono di tipo automatico A (ossia non prevedono introduzione dati da parte dell'utente) i seguenti casi di carico: 1-Ggk; 4-Gsk; 5-Qsk; 6-Qnk.

Sono di tipo semi-automatico SA (ossia prevedono una minima introduzione dati da parte dell'utente) i seguenti casi di carico:

7-Qtk, in quanto richiede solo il valore della variazione termica;

9-Esk e 10-Edk, in quanto richiedono il valore dell'angolo di ingresso del sisma e l'individuazione dei casi di carico partecipanti alla definizione delle masse.

Sono di tipo non automatico NA ossia prevedono la diretta applicazione di carichi generici agli elementi strutturali (si veda il precedente punto Modellazione delle Azioni) i restanti casi di carico.

Nella tabella successiva vengono riportati i casi di carico agenti sulla struttura, con l'indicazione dei dati relativi al caso di carico stesso:

Numero Tipo e Sigla identificativa, Valore di riferimento del caso di carico (se previsto).

In successione, per i casi di carico non automatici, viene riportato l'elenco di nodi ed elementi direttamente caricati con la sigla identificativa del carico.

Per i casi di carico di tipo sismico (9-Esk e 10-Edk), viene riportata la tabella di definizione delle masse: per ogni caso di carico partecipante alla definizione delle masse viene indicata la relativa aliquota (partecipazione) considerata. Si precisa che per i caso di carico 5-Qsk e 6-Qnk la partecipazione è prevista localmente per ogni elemento solaio o copertura presente nel modello (si confronti il valore Sksol nel capitolo relativo agli elementi solaio) e pertanto la loro partecipazione è di norma pari a uno.

CDC	Tipo	Sigla Id	Note	Per non automatici:
1	Ggk	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)		
2	Gsk	CDC=G1sk (permanente solai-coperture)		
3	Gsk	CDC=G2sk (permanente solai-coperture n.c.d.)		
4	Qsk	CDC=Qsk (variabile solai)		
5	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. +)	partecipazione:1.00 per 1 CDC=Ggk (peso proprio della struttura)	
			partecipazione:1.00 per 2 CDC=G1sk (permanente solai-coperture)	
			partecipazione:1.00 per 3 CDC=G2sk (permanente solai-coperture n.c.d.)	
			partecipazione:1.00 per 4 CDC=Qsk (variabile solai)	
6	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. -)	come precedente CDC sismico	
7	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. +)	come precedente CDC sismico	
8	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. -)	come precedente CDC sismico	
9	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. +)	come precedente CDC sismico	
10	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. -)	come precedente CDC sismico	
11	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. +)	come precedente CDC sismico	
12	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. -)	come precedente CDC sismico	
13	Edk	CDC=Ed (dinamico SLO) alfa=0.0 (ecc. +)	come precedente CDC sismico	
14	Edk	CDC=Ed (dinamico SLO) alfa=0.0 (ecc. -)	come precedente CDC sismico	
15	Edk	CDC=Ed (dinamico SLO) alfa=90.00 (ecc. +)	come precedente CDC sismico	
16	Edk	CDC=Ed (dinamico SLO) alfa=90.00 (ecc. -)	come precedente CDC sismico	

17 DEFINIZIONE DELLE COMBINAZIONI

17.1 LEGENDA TABELLA COMBINAZIONI DI CARICO

Il programma combina i diversi tipi di casi di carico (CDC) secondo le regole previste dalla normativa vigente.

Le combinazioni previste sono destinate al controllo di sicurezza della struttura ed alla verifica degli spostamenti e delle sollecitazioni.

La prima tabella delle combinazioni riportata di seguito comprende le seguenti informazioni: Numero, Tipo, Sigla identificativa. Una seconda tabella riporta il peso nella combinazione assunto per ogni caso di carico.

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

Combinazione fondamentale SLU

$$gG1 \times G1 + gG2 \times G2 + gP \times P + gQ1 \times Qk1 + gQ2 \times y02 \times Qk2 + gQ3 \times y03 \times Qk3 + \dots$$

Combinazione caratteristica (rara) SLE

$$G1 + G2 + P + Qk1 + y02 \times Qk2 + y03 \times Qk3 + \dots$$

Combinazione frequente SLE

$$G1 + G2 + P + y11 \times Qk1 + y22 \times Qk2 + y23 \times Qk3 + \dots$$

Combinazione quasi permanente SLE

$$G1 + G2 + P + y21 \times Qk1 + y22 \times Qk2 + y23 \times Qk3 + \dots$$

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica *E*

$$E + G1 + G2 + P + y21 \times Qk1 + y22 \times Qk2 + \dots$$

Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite connessi alle azioni eccezionali

$$G1 + G2 + Ad + P + y21 \times Qk1 + y22 \times Qk2 + \dots$$

Dove:

NTC 2018 Tabella 2.5.I

Destinazione d'uso/azione	y0	y1	y2
<i>Categoria A residenziali</i>	0,70	0,50	0,30
<i>Categoria B uffici</i>	0,70	0,50	0,30
<i>Categoria C ambienti suscettibili di affollamento</i>	0,70	0,70	0,60
<i>Categoria D ambienti ad uso commerciale</i>	0,70	0,70	0,60
<i>Categoria E biblioteche, archivi, magazzini,...</i>	1,00	0,90	0,80
<i>Categoria F Rimesse e parcheggi (autoveicoli ≤ 30kN)</i>	0,70	0,70	0,60
<i>Categoria G Rimesse e parcheggi (autoveicoli > 30kN)</i>	0,70	0,50	0,30
<i>Categoria H Coperture</i>	0,00	0,00	0,00
<i>Vento</i>	0,60	0,20	0,00
<i>Neve a quota ≤ 1000 m</i>	0,50	0,20	0,00
<i>Neve a quota > 1000 m</i>	0,70	0,50	0,20

Variazioni Termiche

| 0,60 | 0,50 | 0,00

Nelle verifiche possono essere adottati in alternativa due diversi approcci progettuali:

- per l'approccio 1 si considerano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti di sicurezza parziali per le azioni, per i materiali e per la resistenza globale (combinazione 1 con coefficienti A1 e combinazione 2 con coefficienti A2),

- per l'approccio 2 si definisce un'unica combinazione per le azioni, per la resistenza dei materiali e per la resistenza globale (con coefficienti A1).

NTC 2018 Tabella 2.6.I

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		<i>gf</i>			
<i>Carichi permanenti</i>	<i>Favorevoli</i>	<i>gG1</i>	<i>0,9</i>	<i>1,0</i>	<i>1,0</i>
	<i>Sfavorevoli</i>		<i>1,1</i>	<i>1,3</i>	<i>1,0</i>
<i>Carichi permanenti non strutturali</i> <i>(Non compiutamente definiti)</i>	<i>Favorevoli</i>	<i>gG2</i>	<i>0,8</i>	<i>0,8</i>	<i>0,8</i>
	<i>Sfavorevoli</i>		<i>1,5</i>	<i>1,5</i>	<i>1,3</i>
<i>Carichi variabili</i>	<i>Favorevoli</i>	<i>gQi</i>	<i>0,0</i>	<i>0,0</i>	<i>0,0</i>
	<i>Sfavorevoli</i>		<i>1,5</i>	<i>1,5</i>	<i>1,3</i>

Cmb	Tipo	Sigla Id	effetto P-delta
1	SLU	Comb. SLU A1 1	
2	SLU	Comb. SLU A1 2	
3	SLU	Comb. SLU A1 3	
4	SLU	Comb. SLU A1 4	
5	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 5	
6	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 6	
7	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 7	
8	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 8	
9	SLE(p)	Comb. SLE(perm.) 9	
10	SLE(p)	Comb. SLE(perm.) 10	
11	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 11	SI
12	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 12	SI
13	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 13	SI
14	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 14	SI
15	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 15	SI
16	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 16	SI
17	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 17	SI
18	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 18	SI
19	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 19	SI
20	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 20	SI
21	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 21	SI
22	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 22	SI
23	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 23	SI
24	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 24	SI
25	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 25	SI
26	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 26	SI
27	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 27	SI
28	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 28	SI
29	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 29	SI
30	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 30	SI
31	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 31	SI
32	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 32	SI

Cmb	Tipo	Sigla Id	effetto P-delta
33	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 33	SI
34	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 34	SI
35	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 35	SI
36	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 36	SI
37	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 37	SI
38	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 38	SI
39	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 39	SI
40	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 40	SI
41	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 41	SI
42	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 42	SI
43	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 43	SI
44	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 44	SI
45	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 45	SI
46	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 46	SI
47	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 47	SI
48	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 48	SI
49	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 49	SI
50	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 50	SI
51	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 51	SI
52	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 52	SI
53	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 53	SI
54	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 54	SI
55	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 55	SI
56	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 56	SI
57	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 57	SI
58	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 58	SI
59	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 59	SI
60	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 60	SI
61	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 61	SI
62	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 62	SI
63	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 63	SI
64	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 64	SI
65	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 65	SI
66	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 66	SI
67	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 67	SI
68	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 68	SI
69	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 69	SI
70	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 70	SI
71	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 71	SI
72	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 72	SI
73	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 73	SI
74	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 74	SI
75	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 75	SI
76	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 76	SI
77	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 77	SI
78	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 78	SI
79	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 79	SI
80	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 80	SI
81	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 81	SI
82	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 82	SI
83	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 83	SI
84	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 84	SI
85	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 85	SI
86	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 86	SI
87	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 87	SI
88	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 88	SI
89	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 89	SI
90	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 90	SI
91	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 91	SI
92	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 92	SI
93	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 93	SI
94	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 94	SI
95	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 95	SI
96	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 96	SI
97	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 97	SI
98	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 98	SI
99	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 99	SI
100	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 100	SI

Cmb	Tipo	Sigla Id	effetto P-delta
101	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 101	SI
102	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 102	SI
103	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 103	SI
104	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 104	SI
105	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 105	SI
106	SLE(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 106	SI

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
1	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
2	1.30	1.30	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
3	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
4	1.00	1.00	0.80	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
5	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
6	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
7	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
8	1.00	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
9	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
10	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
11	1.00	1.00	1.00	0.60	-1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
12	1.00	1.00	1.00	0.60	-1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
13	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
14	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
15	1.00	1.00	1.00	0.60	-1.00	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
16	1.00	1.00	1.00	0.60	-1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
17	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
18	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
19	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	-1.00	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
20	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	-1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
21	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	1.00	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
22	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
23	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	-1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
24	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	-1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
25	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
26	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
27	1.00	1.00	1.00	0.60	-0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
28	1.00	1.00	1.00	0.60	-0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
29	1.00	1.00	1.00	0.60	0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
	0.0	0.0												
30	1.00	1.00	1.00	0.60	0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
31	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	-0.30	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
32	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	-0.30	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
33	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.30	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
34	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.30	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
35	1.00	1.00	1.00	0.60	-0.30	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
36	1.00	1.00	1.00	0.60	-0.30	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
37	1.00	1.00	1.00	0.60	0.30	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
38	1.00	1.00	1.00	0.60	0.30	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
39	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	-0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
40	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	-0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
41	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
42	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
43	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
44	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
45	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
46	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
47	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0
	0.0	0.0												
48	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0
	0.0	0.0												
49	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0
	0.0	0.0												
50	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0
	0.0	0.0												
51	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	-0.30	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
52	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.30	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
53	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	-0.30	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
54	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
55	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0
	0.0	0.0												
56	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.30	0.0	0.0
	0.0	0.0												
57	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0
	0.0	0.0												
58	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.30	0.0	0.0
	0.0	0.0												
59	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
60	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
61	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
62	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
63	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	-1.00	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
64	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	1.00	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
65	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	-1.00	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
66	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	1.00	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0												
67	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0
	0.0	0.0												
68	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0
	0.0	0.0												
69	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0
	0.0	0.0												
70	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0
	0.0	0.0												
71	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0
	0.0	0.0												
72	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	1.00	0.0	0.0
	0.0	0.0												
73	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0
	0.0	0.0												
74	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	1.00	0.0	0.0
	0.0	0.0												
75	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0
	-0.30	0.0												
76	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0
	0.30	0.0												
77	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0
	-0.30	0.0												
78	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0
	0.30	0.0												
79	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0
	0.0	-0.30												
80	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0
	0.0	0.30												
81	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0
	0.0	-0.30												
82	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0
	0.0	0.30												
83	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00
	-0.30	0.0												
84	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00
	0.30	0.0												
85	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	-0.30	0.0												
86	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.30	0.0												
87	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00
	0.0	-0.30												
88	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00
	0.0	0.30												
89	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	-0.30												
90	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
	0.0	0.30												
91	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0
	-1.00	0.0												
92	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0
	1.00	0.0												
93	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0
	-1.00	0.0												
94	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0
	1.00	0.0												
95	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30
	-1.00	0.0												
96	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
	1.00	0.0												
97	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30
	-1.00	0.0												
98	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30
	1.00	0.0												
99	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0
	0.0	-1.00												
100	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0
	0.0	1.00												
101	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0
	0.0	-1.00												
102	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0
	0.0	1.00												
103	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30
	0.0	-1.00												
104	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30
	0.0	1.00												
105	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30
	0.0	-1.00												
106	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30
	0.0	1.00												

18 AZIONE SISMICA

18.1 VALUTAZIONE DELL' AZIONE SISMICA

L'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire dalla "pericolosità sismica di base", in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.

Allo stato attuale, la pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento è fornita dai dati pubblicati sul sito <http://esse1.mi.ingv.it/>. Per punti non coincidenti con il reticolo di riferimento e periodi di ritorno non contemplati direttamente si opera come indicato nell' allegato alle NTC (rispettivamente media pesata e interpolazione).

L' azione sismica viene definita in relazione ad un periodo di riferimento V_r che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale per il coefficiente d'uso (vedi tabella Parametri della struttura). Fissato il periodo di riferimento V_r e la probabilità di superamento P_{ver} associata a ciascuno degli stati limite considerati, si ottiene il periodo di ritorno T_r e i relativi parametri di pericolosità sismica (vedi tabella successiva):

a_g : accelerazione orizzontale massima del terreno;

F_0 : 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;

18.1.1 Parametri della struttura					
Classe d'uso	Vita V_n [anni]	Coeff. Uso	Periodo V_r [anni]	Tipo di suolo	Categoria topografica
IV	100.0	2.0	200.0	C	T1

Individuati su reticolo di riferimento i parametri di pericolosità sismica si valutano i parametri spettrali riportati in tabella:

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente $S = S_s \cdot S_t$ (3.2.3)

F_0 è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale

F_v è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima verticale, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno a_g su sito di riferimento rigido orizzontale

T_b è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante.

T_c è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a velocità costante.

T_d è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a spostamento costante.

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale del moto sismico, S_e , è definito dalle seguenti espressioni:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

Dove per sottosuolo di categoria **A** i coefficienti S_s e C_C valgono 1; mentre per le categorie di sottosuolo B, C, D, E i coefficienti S_s e C_C vengono calcolati mediante le espressioni riportate nella seguente Tabella

Categoria sottosuolo	S_s	C_C
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Per tenere conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati nella seguente Tabella

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale del moto sismico, S_{ve} , è definito dalle espressioni:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

I valori di S_s , T_B , T_C e T_D , sono riportati nella seguente Tabella

Categoria di sottosuolo	S_s	T_B	T_C	T_D
A, B, C, D, E	1,0	0,05 s	0,15 s	1,0 s

Id nodo	Longitudine	Latitudine	Distanza
			Km

Id nodo	Longitudine	Latitudine	Distanza
Loc.	12.493	41.903	
28512	12.483	41.880	2.773
28513	12.550	41.881	5.264
28291	12.549	41.931	5.481
28290	12.482	41.930	3.117

SL	Pver	Tr	ag	Fo	T*c
		Anni	g		sec
SLO	81.0	120.4	0.076	2.544	0.284
SLD	63.0	201.2	0.091	2.576	0.288
SLV	10.0	1898.2	0.181	2.608	0.318
SLC	5.0	2475.0	0.195	2.605	0.322

SL	ag	S	Fo	Fv	Tb	Tc	Td
	g				sec	sec	sec
SLO	0.076	1.500	2.544	0.949	0.151	0.452	1.906
SLD	0.091	1.500	2.576	1.051	0.152	0.456	1.965
SLV	0.181	1.417	2.608	1.496	0.162	0.487	2.322
SLC	0.195	1.396	2.605	1.551	0.164	0.491	2.378

Modo	Frequenza	Periodo	X M efficace x g	%	Y M efficace x g	%	Z M efficace x g	%	RZ M efficace x g	%
	1/sec	sec	daN		daN		daN		daN cm2	
1	2.44	0.41	12.4	0	5021.6	59	2.7	0	4.341e+05	80
2	5.26	0.19	3700.9	43	593.3	7	4.9	0	3.389e+04	6
3	8.10	0.12	3661.9	43	421.3	4	31.8	0	4.095e+04	7
4	11.65	0.09	0.7	0	1191.8	14	3.9	0	51.4	0
5	12.39	0.08	390.6	4	379.3	4	456.9	5	474.4	0
6	16.19	0.06	177.4	2	142.8	1	6181.8	73	1226.4	0

D- TETTOIA RSU

1 VERIFICHE DI RESISTENZA AD SLD ELEMENTI IN ACCIAIO

1.1 LEGENDA TABELLA VERIFICHE PER ELEMENTI IN ACCIAIO

Il programma consente la verifica dei seguenti tipi di elementi:

1. **aste** 2. **travi** 3. **pilastr**

L'esito delle verifiche è espresso con un codice come di seguito indicato

Ok: verifica con esito positivo

NV: verifica con esito negativo

Nr: verifica non richiesta.

Per comodità gli elementi vengono raggruppati in tabelle in relazione al tipo.

Ai fini delle verifiche (come da D.M. 17 Gennaio 2018 e circolare 21 Gennaio 2019 n.7) i tipi elementi differiscono per i seguenti aspetti:

Verifica	Aste	Travi	Pilastr
4.2.3.1 Classificazione	X	X	X
4.2.4.1.2.1 Trazione	X	X	X

4.2.4.1.2.2	Compressione	X	X	X
4.2.4.1.2.4	Taglio		X	X
4.2.4.1.2.5	Torsione		X	X
	Flessione, taglio e forza assiale		X	X
4.2.4.1.3.1	Aste compresse	X	X	X
4.2.4.1.3.2	Instabilità flesso-torsionale		X	X
4.2.4.1.3.3	Membrature inflesse e compresse		X	X

Ai fini delle verifiche per strutture dissipative (come da D.M. 17 Gennaio 2018 e 2018 e circolare 21 Gennaio 2019 n.7) per strutture intelaiate e a controventi concentrici) si considerano le verifiche del capitolo 4 con azioni amplificate e le verifiche del capitolo 7:

Verifica		Travi	Pilastrì
4.2.4.1.2.1	Trazione	X	X
4.2.4.1.2.2	Compressione	X	X
4.2.4.1.2.4	Taglio	X	X
4.2.4.1.2.5	Torsione	X	X
	Flessione, taglio e forza assiale	X	X
4.2.4.1.3.1	Aste compresse	X	X
4.2.4.1.3.2	Instabilità flesso-torsionale	X	X
4.2.4.1.3.3	Membrature inflesse e compresse	X	X
7.5.3	Sfruttamento per momento	X	
7.5.4	Sfruttamento per sforzo normale	X	
7.5.5	Sfruttamento per taglio da capacità flessionale	X	
7.5.9	Sfruttamento per taglio amplificato		X

Viene inoltre riportata la verifica della “Gerarchia delle resistenze trave-colonna” per ogni colonna, considerando piede e testa in entrambe le direzioni globali X e Y.

L'insieme delle verifiche sopra riportate è condotto sugli elementi purché dotati di sezione idonea come da tabella seguente:

Azione	SEZIONI GENERICHE	PROFILI SEMPLICI	PROFILI ACCOPPIATI	
4.2.3.1	Classificazione automatica	L, doppio T, C, rettangolare cava, circolare cava	Tutti	Da profilo semplice
4.2.3.1	Classificazione di default 2	Circolare		

4.2.3.1	Classificazione di default 3	restanti		
4.2.4.1.2.1	Trazione	si	si	si
4.2.4.1.2.2	Compressione	si	si	si
4.2.4.1.2.4	Taglio	si	si	si
4.2.4.1.2.5	Torsione	si	si	si
	Flessione, taglio e forza assiale	si	si	si
4.2.4.1.3.1	Aste compresse	si	si	per elementi ravvicinati e a croce o coppie calastrellate
4.2.4.1.3.2	Travi inflesse	doppio T simmetrica	doppio T	no

Le verifiche sono riportate in tabelle con il significato sotto indicato; le verifiche sono espresse dal rapporto tra l'azione di progetto e la capacità ultima, pertanto la verifica ha esito positivo per rapporti non superiori all'unità.

Asta	Trave	Pilastro	numero dell'elemento			
Stato			codice di verifica per resistenza, stabilità, svergolamento			
Note			sezione e materiali adottati per l'elemento			
V N			(ASTE) verifica come da par. 4.2.4.1.2 per punto (4.2.6) e (4.2.10)			
V V/T			(TRAVI E PILASTRI) verifica di resistenza come da par. 4.2.4.1.2 per azioni taglio-torsione (4.2.16 e 4.2.28)			
V N/M			(TRAVI E PILASTRI) verifica di resistenza come da par. 4.2.4.1.2 per azioni composte (4.2.33) con riduzione per taglio (4.2.40) ove richiesto			
N	M3	M2	V2	V3	T	sollecitazioni di interesse per la verifica
V stab			(ASTE) verifica come da par. 4.2.4.1.3.1 per punto (4.2.41)			
V stab			(TRAVI E PILASTRI) verifica come da par. 4.2.4.1.3 per punti (C4.2.32) o (C4.2.36) (membrature inflesse e compresse senza/con presenza di instabilità flesso-torsionale)			
BetaxL	B22xL	B33xL	lunghezze libere di inflessione (se indicato riferiti al piano di normale 22 o 33 rispettivamente)			
Snellezza			snellezza massima			
Classe			classe del profilo			
Chi mn			coefficiente di riduzione (della capacità) per la modalità di instabilità pertinente			
Rif. cmb			combinazioni in cui si sono rispettivamente attinti i valori di verifica più elevati			
V flst			(TRAVI E PILASTRI) verifica di stabilità come da par. 4.2.4.1.3.2 per punto (4.2.48)			
B1-1 x L			Beta1-1 x L: interasse tra i ritegni torsionali			
Chi LT			coefficiente di riduzione (della capacità) per la modalità di instabilità flesso-torsionale			
Snell adim			Valore della snellezza adimensionale, utilizzato per il controllo previsto al par. 7.5.5			
v.Omeg			Valore del rapporto capacità/domanda per l'azione di interesse (momento per travi e azione assiale per aste) utilizzato per l'amplificazione delle azioni			
f.Om. N			Fattore di amplificazione delle azioni assiali per travi e colonne (prodotto di 1.1 x Omega x gamma rd materiale); utilizzato come specificato al par. 7.5.5			

f.Om. T	Fattore di amplificazione delle azioni (assiali, flettenti e taglianti) per colonne (prodotto di 1.1 x Omega x gamma rd materiale); utilizzato come specificato al par. 7.5.4
V.7.5.4 M Ed	Verifica come prevista al punto 7.5.4 e valore dell' azione flettente
V.7.5.5 N Ed	Verifica come prevista al punto 7.5.5 e valore dell' azione assiale
V.7.5.6 V Ed,G V Ed,M	Verifica come prevista al punto 7.5.6 e valore dei tagli dovuti ai carichi e alla capacità
V.7.5.10 V Ed	Verifica come prevista al punto 7.5.10 e valore dell' azione di taglio
sovr. Xi (Xf, Yi, Yf)	Valore della sovreresistenza come prevista al par. 7.5.4.2 (i valori non sono normalizzati pertanto saranno maggiori uguali a gamma rd in base alla classe di duttilità)

Nel caso in cui lambdaS sia minore di 0.2, oppure nel caso in cui la sollecitazione di calcolo NEd sia inferiore a 0.04 Ncr, gli effetti legati ai fenomeni di instabilità sono trascurati, come da paragrafo 4.2.4.1.3.1

Trave	Stato	Note	V V/T	V N/M	V stab	Cl. LamS	22 LamS	33	Snell.	Chi mn	V fistLamS	LT	Chi LT	Rif. cmb
1	oks=15,m=12		0.08	0.25	0.25	1	0.5	0.2	45.4	0.83	0.24	0.1	1.00	
32,32,32,32														
3	oks=18,m=12		0.02	0.05	0.05	1	0.7	0.2	61.6	0.78	0.05	0.2	1.00	
24,24,24,24														
4	oks=16,m=12	7.69e-04	8.95e-03	7.58e-03		1	1.0	0.3	89.9	0.57	1.60e-03	0.5	1.00	2,31,34,2
5	oks=16,m=12	7.69e-04	2.71e-03	4.60e-03		1	1.0	0.3	89.9	0.57	1.60e-03	0.5	1.00	2,32,29,1
6	oks=18,m=12		0.02	0.04	0.03	1	0.7	0.2	61.6	0.78	0.04	0.2	1.00	
24,24,25,24														
8	oks=15,m=12	7.89e-03	2.63e-03	2.56e-03		1	0.1	3.31e-02	9.9	1.00	2.46e-03	7.54e-02	1.00	42,2,2,2
9	oks=18,m=12		0.03	0.08	0.07	1	0.7	0.2	61.6	0.78	0.08	0.2	1.00	
16,16,17,16														
10	oks=15,m=12		0.03	0.08	0.18	1	1.7	0.5	148.7	0.25	0.18	1.0	0.45	2,2,2,2
11	oks=15,m=12		0.02	0.08	0.05	1	0.4	0.1	36.0	0.89	0.08	0.1	1.00	33,33,2,33
12	oks=16,m=12	7.28e-03	0.07	0.04		1	0.9	0.3	81.8	0.63	1.32e-03	0.4	1.00	39,24,25,1
13	oks=15,m=12		0.07	0.15	0.12	1	0.4	0.1	32.4	0.91	0.14	0.1	1.00	
37,37,17,37														
14	oks=16,m=12	8.74e-03	0.01	0.01		1	1.0	0.3	89.0	0.58	0.01	0.5	1.00	2,2,2,2
15	oks=16,m=12	9.86e-03	0.06	0.08		1	1.0	0.3	89.0	0.58	0.01	0.5	1.00	35,24,23,2
16	oks=18,m=12		0.03	0.08	0.07	1	0.7	0.2	61.6	0.78	0.08	0.2	1.00	
16,16,17,16														
17	oks=15,m=12		0.14	0.20	0.20	1	0.3	7.94e-02	23.8	0.96	0.17	0.1	1.00	
35,27,27,27														
19	oks=15,m=12		0.03	0.08	0.19	1	1.7	0.5	148.7	0.25	0.18	1.0	0.45	2,2,2,2
20	oks=15,m=12		0.03	0.15	0.37	1	1.2	0.3	103.0	0.44	0.37	1.1	0.40	
33,29,29,33														
23	oks=15,m=12		0.11	0.22	0.18	1	0.4	0.1	32.4	0.91	0.20	9.65e-02	1.00	
42,42,39,42														
26	oks=15,m=12		0.10	0.15	0.14	1	0.1	3.48e-02	10.4	1.00	0.13	4.55e-02	1.00	
36,32,32,32														
27	oks=18,m=12		0.04	0.09	0.09	1	0.7	0.2	61.6	0.78	0.09	0.3	1.00	
32,32,32,32														
28	oks=15,m=12		0.03	0.10	0.24	1	0.8	0.2	71.8	0.65	0.21	1.1	0.40	
38,38,38,38														
29	oks=15,m=12		0.03	0.11	0.11	1	0.4	0.1	34.7	0.90	0.11	0.2	1.00	2,36,36,36
30	oks=15,m=12		0.12	0.12	0.12	1	0.1	3.48e-02	10.4	1.00	0.10	4.57e-02	1.00	39,35,35,2
32	oks=15,m=12		0.06	0.07	0.05	1	9.92e-02	2.88e-02	8.6	1.00	0.05	3.10e-02	1.00	
32,32,33,32														
33	oks=15,m=12	6.80e-03	8.62e-03	5.31e-03		1	0.6	0.2	50.6	0.80	2.75e-03	0.4	0.87	
39,24,40,24														
36	oks=18,m=12		0.05	0.13	0.13	1	0.7	0.2	61.6	0.78	0.13	0.3	1.00	
42,42,42,42														
37	oks=18,m=12		0.08	0.21		1	0.7	0.2	61.6	0.78	0.21	0.3	1.00	42,42,0,42
38	oks=15,m=12		0.02	0.06	0.11	1	0.9	0.3	79.3	0.59	0.13	1.1	0.40	2,24,11,24
39	oks=15,m=12	7.95e-03	2.68e-03	2.66e-03		1	0.1	3.31e-02	9.9	1.00	2.60e-03	7.54e-02	1.00	42,2,2,2

40	oks=15,m=12	0.02	0.04	0.07	1	1.1	0.3	97.9	0.47	0.09	1.1	0.40	2,2,33,2
42	oks=15,m=12	0.03	0.10	0.28	1	2.1	0.6	183.4	0.18	0.22	1.1	0.41	2,24,24,20
43	oks=15,m=12	5.92e-03	1.79e-03	1.72e-03	1	0.6	0.2	50.6	0.80	8.40e-04	0.3	0.93	26,15,18,2
44	oks=15,m=12	0.10	0.13	0.13	1	0.2	5.30e-02	15.9	1.00	0.12	7.36e-02	1.00	
25,21,21,25													
45	oks=15,m=12	0.11	0.17	0.12	1	0.2	5.30e-02	15.9	1.00	0.14	5.36e-02	1.00	26,26,2,26
46	oks=15,m=12	0.03	0.09	0.27	1	2.1	0.6	183.4	0.18	0.21	1.1	0.41	2,40,23,40
51	oks=18,m=12	0.06	0.15	0.15	1	0.7	0.2	61.6	0.78	0.15	0.3	1.00	
36,36,36,36													
52	oks=18,m=12	0.10	0.25	0.25	1	0.7	0.2	61.6	0.78	0.25	0.3	1.00	
36,36,36,36													
53	oks=15,m=12	0.03	0.19	0.46	1	1.4	0.4	124.7	0.34	0.46	1.1	0.40	
37,37,37,37													
55	oks=15,m=12	0.05	0.13	0.10	1	0.2	4.38e-02	13.1	1.00	0.13	5.66e-02	1.00	
36,36,37,32													
56	oks=15,m=12	1.92e-03	1.01e-03	1.11e-03	1	0.6	0.2	50.6	0.80	9.05e-04	0.4	0.87	36,23,26,2
58	oks=15,m=12	0.01	0.18	0.22	1	0.8	0.2	71.8	0.65	0.23	1.1	0.40	2,39,39,28
61	oks=15,m=12	0.07	0.12	0.12	1	0.2	7.23e-02	21.6	0.98	0.09	6.88e-02	1.00	
32,33,32,33													
62	oks=18,m=12	0.02	0.06	0.06	1	0.7	0.2	61.6	0.78	0.06	0.3	1.00	
42,42,42,42													
63	oks=15,m=12	0.02	0.06	0.06	1	0.6	0.2	55.0	0.77	0.06	0.2	1.00	
36,37,37,37													
66	oks=18,m=12	0.04	0.11	0.10	1	0.7	0.2	61.6	0.78	0.11	0.3	1.00	
42,42,34,42													
67	oks=15,m=12	0.02	0.06	0.14	1	1.1	0.3	97.9	0.47	0.13	1.1	0.40	2,2,2,2
69	oks=15,m=12	0.02	0.08	0.18	1	0.9	0.3	79.3	0.59	0.17	1.1	0.40	2,30,30,30
70	oks=15,m=12	0.02	0.03	0.03	1	0.2	5.04e-02	15.1	1.00	0.03	5.46e-02	1.00	
29,29,28,29													

Trave	V V/T	V N/M	V stab	LamS 22	LamS 33	Snell.	Chi mn	V flst	LamS LT	Chi LT				
	0.14	0.25	0.46	2.11	0.61	183.36	0.18	0.46	1.14	0.40				
Trave	v.Omeg	f.Om.	N	Stato	V N/M	V stab	Rif. cmb	V[7.5.4]	M Ed	V[7.5.5]	N Ed	V[7.5.6]	V Ed,G	V
Ed,M									daN	cm	daN		daN	daN
1								0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3								0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4								0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
5								0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
6								0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
8								0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
9								0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
10								0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
11								0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
12								0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
13								0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
14								0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
15								0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
16								0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
17								0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
19								0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
20								0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
23								0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
26								0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
27								0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
28								0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
29								0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
30								0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
32								0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
33								0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
36								0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
37								0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
38								0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
39								0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
40								0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
42								0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
43								0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
44								0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

45	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
46	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
51	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
52	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
53	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
55	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
56	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
58	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
61	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
62	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
63	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
66	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
67	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
69	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Trave v.Omeg Ed,M	V N/M	V stab	V[7.5.4]	M Ed	V[7.5.5]	N Ed	V[7.5.6]	V Ed,G	V
				0.0		0.0		0.0	0.0
			0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Pilas.	Stato	Note	V V/T	V N/M	V stab	Cl.	LamS 22	LamS 33	Snell.	Chi mn	V flstLamS LT	Chi LT	Rif. cmb
2	ok s=8,m=12		0.01	0.11	0.10	1	1.4	0.8	118.1	0.36	0.09	0.2	1.00
37,39,37,37													
7	ok s=8,m=12		0.02	0.08	0.08	1	0.7	0.4	63.6	0.70	0.06	9.69e-02	1.00
27,11,35,35													
18	ok s=8,m=12	8.96e-03	0.13	0.10	0.10	1	1.4	0.8	118.1	0.36	0.06	0.2	1.00
41,37,36,37													
21	oks=15,m=12		0.04	0.11	0.08	1	0.2	6.09e-02	18.2	0.99	0.06	4.05e-02	1.0024,31,31,2
22	ok s=8,m=12		0.02	0.06	0.05	1	0.7	0.4	63.6	0.70	0.04	9.94e-02	1.00
31,19,32,31													
24	ok s=8,m=12		0.02	0.14	0.12	1	1.5	0.9	127.2	0.33	0.10	0.3	1.00
37,33,33,37													
25	ok s=8,m=12		0.02	0.13	0.13	1	1.5	0.9	127.2	0.33	0.12	0.2	1.00
39,35,35,39													
31	ok s=8,m=12	7.48e-03	0.10	0.10	0.10	1	1.4	0.8	118.1	0.36	0.06	0.2	1.00
25,26,26,25													
34	ok s=8,m=12	6.21e-03	0.10	0.10	0.10	1	1.4	0.8	118.1	0.36	0.04	0.2	1.00
37,42,42,37													
35	ok s=8,m=12	8.21e-03	0.09	0.08	0.08	1	1.4	0.8	118.1	0.36	0.05	0.2	1.00
25,26,26,25													
41	oks=15,m=12		0.05	0.11	0.11	1	0.2	6.09e-02	18.2	0.99	0.05	3.78e-02	1.0027,27,31,2
47	ok s=8,m=12		0.01	0.09	0.09	1	1.4	0.8	118.1	0.36	0.08	0.2	1.00
29,37,37,33													
48	ok s=8,m=12	8.61e-03	0.14	0.09	0.09	1	1.4	0.8	118.1	0.36	0.06	0.2	1.00
33,37,33,33													
49	ok s=8,m=12	9.36e-03	0.17	0.14	0.14	1	1.4	0.8	118.1	0.36	0.07	0.2	1.00
37,37,36,37													
50	ok s=8,m=12	8.86e-03	0.16	0.12	0.12	1	1.4	0.8	118.1	0.36	0.06	0.2	1.00
33,37,37,33													
54	ok s=8,m=12		0.04	0.11	0.11	1	0.7	0.4	63.6	0.70	0.09	9.57e-02	1.00
32,32,32,32													
57	oks=15,m=12		0.08	0.43	0.29	1	0.4	0.1	36.4	0.89	0.09	5.48e-02	1.00
37,42,42,33													
59	ok s=8,m=12		0.02	0.14	0.12	1	1.4	0.8	118.1	0.36	0.11	0.2	1.00
37,39,37,37													
60	ok s=8,m=12		0.01	0.12	0.11	1	1.4	0.8	118.1	0.36	0.09	0.2	1.00
41,42,41,41													
64	ok s=8,m=12	5.70e-03	0.09	0.09	0.09	1	1.4	0.8	118.1	0.36	0.05	0.2	1.00
37,39,26,37													
65	oks=15,m=12		0.14	0.67	0.48	1	0.4	0.1	36.4	0.89	0.13	9.63e-02	1.00
35,27,27,39													
68	ok s=8,m=12		0.01	0.05	0.04	1	0.7	0.4	63.6	0.70	0.03	0.1	1.00
14,11,13,29													

Pilas.	V V/T	V N/M	V stab	LamS 22	LamS 33	Snell.	Chi mn	V flstLamS LT	Chi LT
	0.14	0.67	0.48	1.47	0.88	127.22	0.33	0.13	0.32

Pilas. f.Om. N f.Om. T	Stato	V	V/T	V N/M	V stab	V flst	Rif. cmbV[7.5.10]	V Ed sovr.	Xi sovr.	Xfsovr.	Yi	
sovr. Yf												
2	ok	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0,0,0,0	daN				
7	ok	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0,0,0,0					
18	ok	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0,0,0,0					
21	ok	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0,0,0,0					
22	ok	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0,0,0,0					
24	ok	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0,0,0,0					
25	ok	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0,0,0,0					
31	ok	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0,0,0,0					
34	ok	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0,0,0,0					
35	ok	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0,0,0,0					
41	ok	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0,0,0,0					
47	ok	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0,0,0,0					
48	ok	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0,0,0,0					
49	ok	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0,0,0,0					
50	ok	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0,0,0,0					
54	ok	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0,0,0,0					
57	ok	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0,0,0,0					
59	ok	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0,0,0,0					
60	ok	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0,0,0,0					
64	ok	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0,0,0,0					
65	ok	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0,0,0,0					
68	ok	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0,0,0,0					
Pilas. sovr. Yf				V V/T	V N/M	V stab	V flst	V[7.5.10]	V Ed sovr.	Xi sovr.	Xfsovr.	Yi
				0.0	0.0							