

COMUNE DI MONTEROTONDO



PROVINCIA DI ROMA

CONCESSIONE DEL SERVIZIO DI GESTIONE DELLE AREE DI SOSTA A PAGAMENTO E REALIZZAZIONE DI VERDE ATTREZZATO, PIAZZA PUBBLICA E AUTORIMESSA IN PIAZZA DELLA LIBERTÀ MEDIANTE FINANZA DI PROGETTO, AI SENSI DELL'ART. 183 COMMA 15 DEL D.LGS 50/2016 E S.M.I.

CUP: I91B21001210005 - CIG: 927527463D

PROGETTO DEFINITIVO

(VARIANTE OTT. 2025)

Il Responsabile del Servizio

Arch. Andrea Cucchiaroni

ST.010

RELAZIONE TECNICA GENERALE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

rev.	data	descrizione	verif.	approv.	scala
0	10.2025	prima emissione	v	v	-
					formato
					A4

RTI
mandataria



A.J. Mobilità s.r.l.

S.S. Flaminia km 131,15
06049 Spoleto (PG)

mandante



Via Provinciale delle Breccie, 40
80147 Napoli (NA)

RTP

mandataria

C.S.I. srl

Via Vincenzo Lamberti, 29
81100 Caserta (CE)

mandanti

Silvestrini Ingegneria srl

Via Guglielmo Oberdan, 71
00015 Monterotondo (RM)

Arch. Carmine Tirone

Ing. Vincenzo Caterino

Dott. Geol. Giuseppe Falzarano



IL SOGGETTO PROPONENTE

PROGETTAZIONE

Sommario

RELAZIONE TECNICA GENERALE	4
DESCRIZIONE GENERALE DELLE OPERE	4
OPERA N.1	4
OPERA N.2	6
OPERA N.3	7
INDAGINI IN SITO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE	8
VALUTAZIONI CIRCA LA LIQUEFAZIONE DEI TERRENI	10
MODELLAZIONE SISMICA DEL SITO	10
DESCRIZIONE DEI CARICHI APPLICATI.....	12
STRUTTURA N.1 – PARATIA DI PALI A DUE FILE IN C.A.....	12
STRUTTURA N.2 – RAMPE IN C.A.....	12
STRUTTURA N.3 - PARCHEGGIO	13
AZIONE TERMICA - §3.5.5 NTC18:	14
ANALISI DEI CARICHI SOLAIO DI COPERTURA PIANA.....	15
ANALISI DEI CARICHI SOLAIO DI INTERPIANO	16
EDIFICIO COMMERCIALE	17
ANALISI DEI CARICHI SOLAIO DI INTERPIANO	17
ANALISI DEI CARICHI SOLAIO DI COPERTURA.....	17
PROGETTO SOLAIO COMPOSTO	18
ANALISI DEI CARICHI.....	18
Analisi dei carichi in fase di getto	18
Analisi dei carichi in fase di utilizzo	19
VERIFICA IN FASE DI COSTRUZIONE SOLAIO.....	20
Verifica di deformabilità	20
Verifica di resistenza a flessione (SLU)	20
Verifica di resistenza a taglio (SLU).....	22
VERIFICHE IN FASE DI UTILIZZO SOLAIO	23
Verifica di resistenza a flessione (SLU)	23
Verifica di resistenza a taglio (SLU).....	23
Verifica di resistenza a scorrimento (SLU).....	25
Verifica di resistenza a punzonamento (SLU).....	25
Verifica a fessurazione (SLU)	29

Verifica di deformabilità (SLU).....	30
Resistenza al fuoco della soletta composta secondo EN 1994-1-2	34
Caratteristiche dei materiali:.....	34
Carichi:	34
Sollecitazioni di progetto in condizioni d'incendio.....	35
Resistenza al fuoco soletta composta	36
Verifica campo di applicazione	36
Verifica criterio di isolamento termico.....	36
Effetto dell'azione termica	37
Determinazione della capacità portante.....	38
Verifica della resistenza della soletta a $t=60min$	39
Verifica della resistenza della soletta a $t=60min$	40
Calcolo della soletta con armatura aggiuntiva nelle nervature	40
Caratteristiche barre di armatura:.....	40
Effetti delle azioni termiche	40
Verifica della capacità portante.....	41
INTERAZIONE DI STRUTTURE CONTIGUE.....	43
MATERIALI UTILIZZATI	46
STRUTTURA N.1 – N.2 -N3 (fondazione).....	46
CEMENTO ARMATO ORDINARIO	46
ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO ORDINARIO	47
Acciaio per c.a B450C	47
STRUTTURA N.3	48
ACCIAIO DA CAPRENTERIA METTALICA S355	48
TIPOLOGIA DI SALDATURA PREVISTA	48
BULLONERIA UTILIZZATA.....	49
SCELTA E DIMENSIONAMENTO/VERIFICA DEL VETRO STRUTTURALE	50
VETRO DI TIPO "ESG":.....	50
INFORMAZIONI SULL'ANALISI SVOLTA	52
NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	52
REFERENZE TECNICHE (Cap. 12 D.M. 17.01.2018)	52
STATI LIMITE ADOTTATI IN RELAZIONE ALLA PRESTAZIONE ATTESA.....	52
VALUTAZIONE DELL' AZIONE SISMICA:.....	53
Parametri della struttura.....	54

STRUTTURA N.1	56
SCHEMATIZZAZIONE DEI CASI DI CARICO	56
DEFINIZIONE DELLE COMBINAZIONI	56
CALCOLO FATTORE DI COMPORTAMENTO	58
STRUTTURA N.3	67
SCHEMATIZZAZIONE DEI CASI DI CARICO	67
DEFINIZIONE DELLE COMBINAZIONI	68
CALCOLO FATTORE DI COMPORTAMENTO	69
TOLLERANZE	75
DURABILITÀ	75
CRITERI ADOTTATI PER LA SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA	76
CODICE DI CALCOLO, SOLUTORE E AFFIDABILITA' DEI RISULTATI	77
SOFTWARE UTILIZZATI –TIPO DI ELABORATORE	78
VALUTAZIONE DEI RISULTATI E GIUDIZIO MOTIVATO SULLA LORO ACCETTABILITA'	79

RELAZIONE TECNICA GENERALE

Oggetto:

Committente:

DESCRIZIONE GENERALE DELLE OPERE

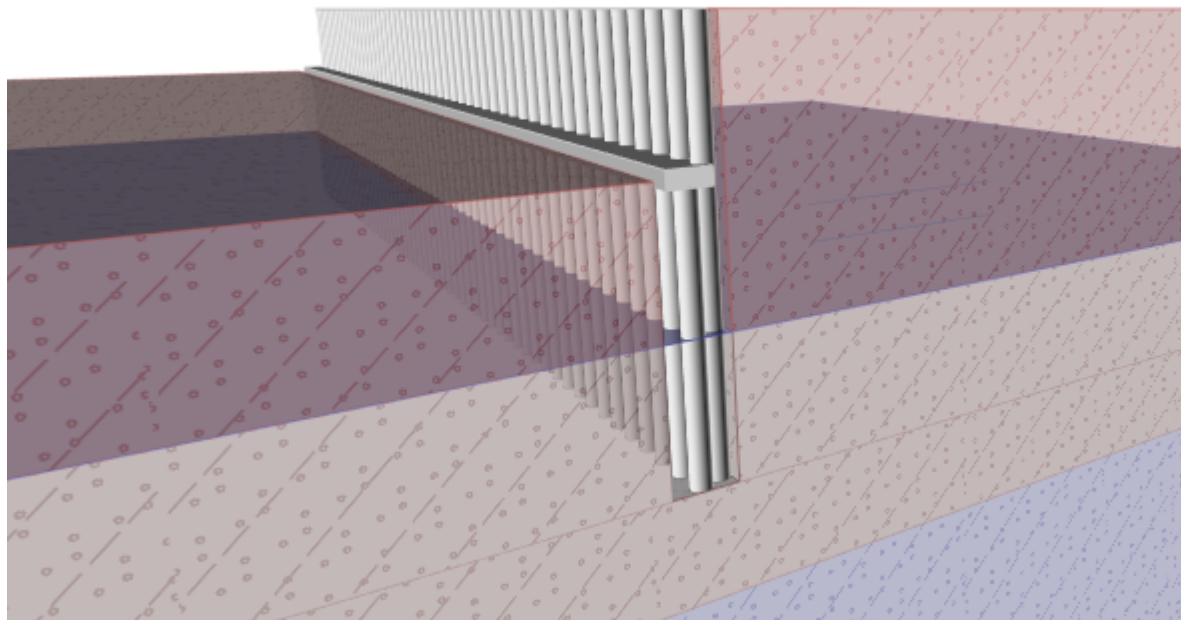
L'opera si estende per un'area pari a 2470mq con due livelli interrati fino a quota - 7.30m dal piano campagna. Essa consta di tre opere strutturali:

1. Paratia di pali $\Phi 60$ in c.a. con una trave di coronamento di sez. 130x100cm e tiranti autoperforanti;
2. Rampa di collegamento piano interrato -2 al piano interrato -1, con annesso vano ascensore e vano scala;
3. Struttura in acciaio per carpenteria metallica adibita alla sosta dei veicoli, essa ha un'area complessiva di 2469mq e si sviluppa per due livelli al di sotto del piano campagna fino a quota - 7.30m con un interpiano di 3,40m; Inoltre, al piano campagna si eleva una struttura di 3 livelli fino a quota 12,50m.

OPERA N.1

La struttura è realizzata con una doppia file di pali di cui la prima fila è costituita da pali di lunghezza 12m ad interasse 1,20m, mentre la seconda fila di pali a lunghezza 8m ad interasse di 1.20m calcestruzzo di tipo C25/30 e barre di armatura dolce B450C, i pali hanno un diametro di 60 cm e sono armati con 18 $\Phi 20$ e staffe elicoidali $\Phi 10/12$ cm.

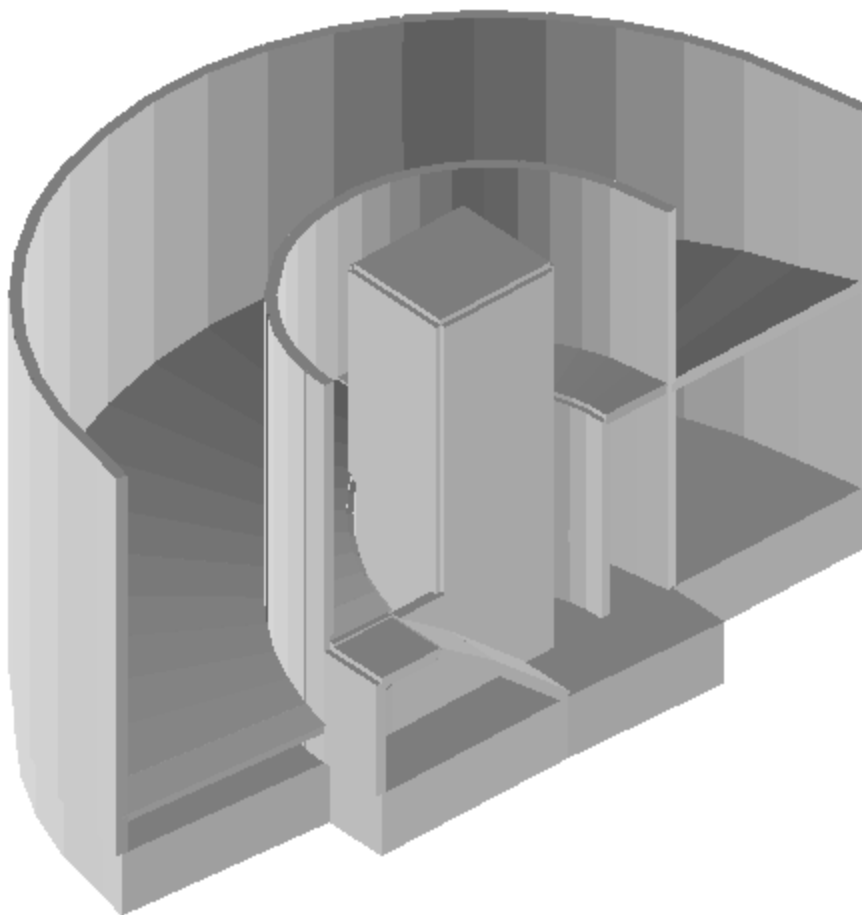
Struttura n.1 – Modello 3D



OPERA N.2

La struttura è costituita da setti in c.a. di spessore 20 cm e rampe da 20 cm, con annesso vano scala e vano ascensore. Possiede una fondazione superficiale di spessore 120cm. I setti sono armati con armatura verticale di $\Phi 14/25$ e armatura orizzontale di $\Phi 10/35$ cm, mentre la rampa e la fondazione con doppia armatura $\Phi 14/20 \times 20$ cm.

Struttura n.2: Modello 3D



OPERA N.3

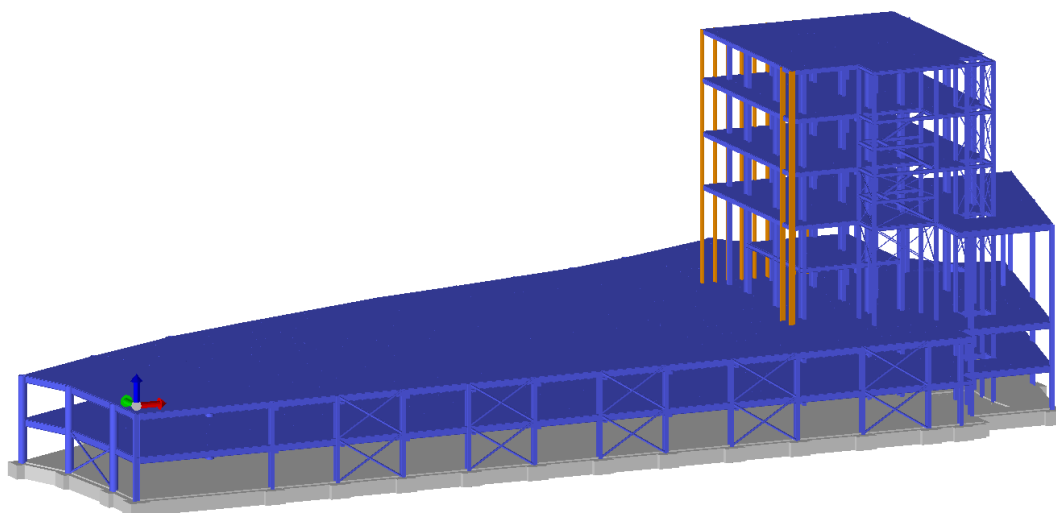
La struttura sarà realizzata con acciaio S355 con una resistenza all'incendio di R60. Il solaio di copertura, sarà di tipo composto lamiera grecata con soletta collaborante dello spessore complessivo di 12cm per un interasse di 2,50m. La fondazione sarà di tipo superficiale, con plinti di dimensione 150x150x120cm armato sia superiormente che inferiormente con 10 $\Phi 16$ ed a loro volta collegati tramite travi di collegamento 80x120cm e il tutto è reso solidale da una soletta di 20cm armatura sia superiormente che inferiormente con $\Phi 12/20$ cm. Per contenere gli spostamenti della struttura sono stati inseriti controventi verticali tipo $\Phi 108 \times 5$ mm. I plinti sono collegati tra loro tramite travi di collegamento di sez. 80x120cm armata sia superiormente che inferiormente con 7 $\Phi 16$ e staffe $\Phi 8/15$ cm e a loro volta collegati da una soletta di 20 cm armata con doppia maglia $\Phi 12/20$ cm. Le travi principali in elevazione hanno una sez. di HEA600 mentre quelle secondarie HEA240, mentre le colonne HEB550. La fondazione sarà realizzata con calcestruzzo di tipo C25/30 e barre di armatura di tipo B450C.

Essa è stata verificata per la resistenza all'incendio di R60 come previsto dal codice di prevenzione incendi (DM 03/08/2015), in riferimento alla categoria HB riferita alla struttura di altezza $12m \leq H \leq 24m$.

Compartimenti	Attività				
	HA	HB	HC	HD	HE
Fuori terra	30		60		90
Interrati		60			90

Tabella V.7-1: Classe di resistenza la fuoco

Struttura n.3: Modello 3D



INDAGINI IN SITO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE

La finalità della presente relazione è quella di definire il comportamento meccanico del volume di terreno (volume significativo) influenzato direttamente o indirettamente dalla costruzione di un manufatto e che a sua volta influenza il comportamento strutturale del manufatto stesso. Di seguito si illustrano i risultati delle indagini geologiche eseguite, nonché l'interpretazione dei risultati ottenuti. Dal quadro generale in tal modo scaturito si definiscono le caratteristiche della fondazione da adottare ed il modello da utilizzare per le elaborazioni relative alla interazione sovrastruttura-fondazione e fondazione-terreno.

Il volume significativo investigato si estende per una profondità di 35m m dal piano campagna, pertanto considerando la dimensione minima della pianta dell'edificio pari a 13.30m si può definire un volume significativo pari a $1*B=1*13.30=13.30m$, ossia esteso fino ad una profondità di 13.30m al disotto della trave di fondazione. Il volume di terreno investigato risulta essere sufficiente per l'intervento in oggetto.

Le indagini svolte da SIA s.r.l, per la caratterizzazione geotecnica del terreno, sono:

La campagna d'indagini, è consistita nell'esecuzione delle seguenti lavorazioni:

- n.3 sondaggi geognostici (S1_Pz, S2_Pz, S5_Pz) eseguiti a carotaggio continuo sino alla profondità di 35.00 m dal p.c. e condizionati con tubi piezometrici;
- n.1 sondaggio a carotaggio continuo (S3_I) spinto sino alla profondità di 35.00 m dal p.c. e condizionato con tubi inclinometrici ;
- n.1 sondaggio a carotaggio continuo (S4) spinto sino alla profondità di 35.00 m dal p.c.;
- n.10 prelievi di campioni indisturbati (vedi allegato esterno "2023-04-C20_PL_Prove Laboratorio_Monterotondo");
- n.15 prelievi di campioni ambientali e n.2 campioni per codici CER (vedi allegato esterno "2023-04-C20_AC_Analisi Chimiche_Monterotondo") ;
- n.30 prove S.P.T. (Standard Penetration Test);
- n.2 indagini sismiche di tipo MASW, per la determinazione sperimentale del Vsequivalente;
- n.2 stendimenti sismici in chiave tomografica, per la determinazione sperimentale del Vsequivalente;
- n.3 indagini sismiche di tipo passivo HVSR;
- n.2 stendimenti di prospezione geoelettrica (resistività) in chiave tomografica;

- indagini Georadar (G.P.R. Ground Probing Radar) (eseguite preliminarmente alla esecuzione delle indagini, per la ricerca dei sottoservizi - vedi allegato esterno "2023- 04- C20_I06-GPRLe risultanze dell'indagine in sito hanno evidenziato la seguente stratigrafia:

1. Da 0.00m – a -8.00 m dal P.C.
sabbioso limoso/ argilloso e sabbioso
2. Da -8.00 – a -12.00 dal P.C.
limo argilloso e sabbioso
3. Da -12.00 a -15.00 m dal P.C.
Sabbia debolmente argillosa
4. Da -15.00m a -24.00 m dal P.C.
Argilla debolmente sabbiosa
5. Da -24.00m a -28.00 m dal P.C.
Argilla limosa
6. Da -28.00m a -35.00 m dal P.C.

Argilla

Per la caratterizzazione meccanica si ha:

Strati (metri)	γ_{nat} (Kn/m ³)	Nspt	c' (Kpa)	Φ' (°)	Cu (KPa)	Ed (Mpa)
0,00 ÷ 8,00	19,00	10	23	27	66	10
8,00 ÷ 12,00	15,69 ÷ 18,31	> 20	14 ÷ 18	27 ÷ 31	220 ÷ 284	4,7 ÷ 14,7
12,00 ÷ 15,00	14,54	> 20	39	32,32		9,6
15,00 ÷ 24,00	19,42 ÷ 20,15	> 20	38 ÷ 48	26,24 ÷ 32,13		
24,00 ÷ 28,00	18,83	> 20	51	31,59	88 ÷ 137	
28,00 ÷ 35,00	20,38	> 20	61	25,57		

In rosso i dati bibliografici

VALUTAZIONI CIRCA LA LIQUEFAZIONE DEI TERRENI

Per quel che concerne le valutazioni circa la liquefazione dei terreni, si fa riferimento a quanto specificato dalle NTC18 ove si precisa che la verifica alla liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. Eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
2. Accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di $0.1g$;
3. Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4. Depositi costituiti da sabbie pulite;

Le Linee Guida A.G.I. del 2005, “Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica”, in aggiunta alle citate condizioni, indicano che le verifiche a liquefazione possono essere omesse anche nel caso si manifestano le seguenti circostanze:

- Accelerazioni massime al piano campagna in condizioni di free-field minori di $0.15g$ e terreni con caratteristiche ricadenti in una delle tre seguenti categorie:
Frazione di fine FC, superiore al 20% ,con indice di plasticità $IP > 10$
 $FC \geq 35\%$ e resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} < 10$
 $FC \leq 5\%$ e resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 25$

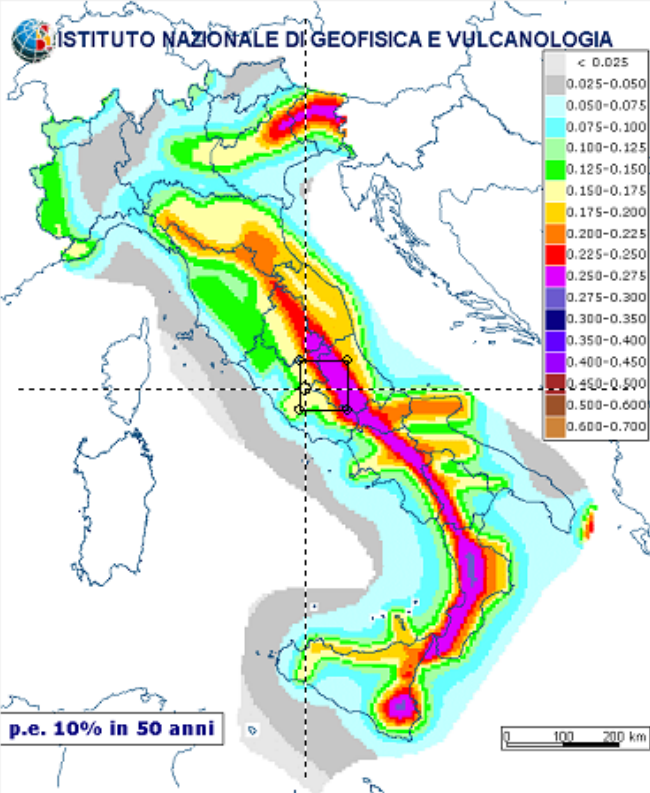
Le curve granulometriche ottenute dalle prove di laboratorio dei campioni indisturbati prelevati dai sondaggi geognostici, confermano che i litotipi presenti sono riferibili prevalentemente a terreni di grado granulometrico fine (limi e argille).

Pertanto, la natura dei terreni e la loro composizione classifica il terreno al di fuori del fuso granulometrico suscettibile a liquefazione e di conseguenza la verifica a liquefazione come da normativa vigente (NTC18) può essere omessa.

MODELLAZIONE SISMICA DEL SITO

In base alla classificazione delle aree sismiche della Regione Lazio il territorio Comunale di Monterotondo è compreso in zona sismica 2B, a alta sismicità. Inoltre dalla prova di prospezione MASW, il sito di progetto rientra nella categoria di suolo “C”, in presenza di superficie pianeggiante con $i \leq 15^\circ$, la categoria topografica risulta essere T1. Di seguito si mostrano i parametri utilizzati per l’analisi sismica utilizzati nel software:

Valutazione della pericolosità sismica



ISTITUTO NAZIONALE DI GEOFISICA E VULCANOLOGIA

p.e. 10% in 50 anni

Nota: per il calcolo dei parametri sismici
1) inserire le coordinate geografiche 2) introdurre Vn e Cu

Per le isole è possibile utilizzare come località: gruppo isole N
[con N = 1,2,3,4,5]

Vertici della maglia elementare INGV [riferimento ED50]

Id nodo	Longitudine	Latitudine	Distanza [km]
27848	12.615	42.032	2.663
27849	12.682	42.032	5.441
27627	12.682	42.082	5.664
27626	12.614	42.082	3.117

Coordinate geografiche [riferimento WGS84]

Località:

Longitudine: Latitudine:

☐ Applica la Risposta Sismica Locale

Parametri per le forme spettrali

	Pver	Tr	ag [g]	Fo	T*c
SLO	81	45.16	0.0548	2.533	0.268
SLD	63	75.43	0.0663	2.531	0.281
SLV	10	711.84	0.1446	2.516	0.323
SLC	5	1462.18	0.1801	2.518	0.330

Periodo di riferimento per l'azione sismica

Vita Vn [anni]	Coefficiente uso Cu	Periodo Vr [anni]	Livello di sicurezza
50	1.5	75	100

☐ Rimuovi limiti Vr e Tr (di norma NO)

Per le opere oggetto di intervento, così come previsto dalla circolare n.7/2019, la classe d'uso è di tipo IV, utilizzando un coefficiente d'uso paria 2.0

Inoltre, è stata assunta una vita nominale della costruzione di tipo ordinaria, soggetta in futura a opere di manutenzione ordinaria ed eventualmente straordinaria, per cui si assume $V_N=50$ anni.

DESCRIZIONE DEI CARICHI APPLICATI

STRUTTURA N.1 – PARATIA DI PALI A DUE FILE IN C.A.

Edificio esistente a distanza 2,25m dalla prima file di pali:

- è stato assunto un sovraccarico permanente a quota -6m dal piano campagna, costituito da 3 impalcati fuori terra:

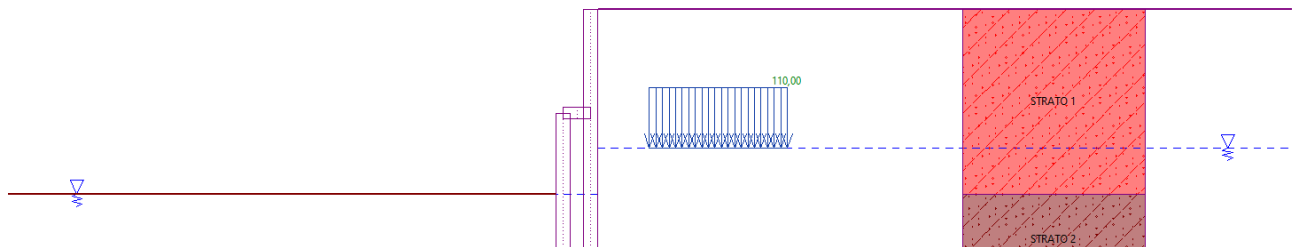
$$Q_{k,ntc18} = 2 \frac{kN}{mq}; \text{spessore muratura} = 1m \text{ e } n. \text{ piani} = 5$$

$$Q_k = 20 * 1 * 5 + 2 * 5 = 110kN/mq$$

- Livello di falda a monte:

$$\Delta_{w,monte} = 2m$$

Di seguito lo schema di carico:



STRUTTURA N.2 – RAMPE IN C.A.

Analisi dei carichi rampa:

Carico permanente:

$$G_{k,1} = 2.50 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarichi sulla rampa: Categoria **F**

$$Q_{k1} = 2.50 \text{ KN/m}^2$$

STRUTTURA N.3 - PARCHEGGIO

CALCOLO DELLE AZIONI DELLA NEVE E DEL VENTO

LOCALIZZAZIONE DELL'INTERVENTO

Ubicazione:

Località	MONTEROTONDO
Provincia	ROMA
Regione	LAZIO
Latitudine	42,05400 N
Longitudine	12,62300 E
Altitudine s.l.m.	467,0 m

Normativa di riferimento:

D.M. 17 gennaio 2018 - NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI

Cap. 3 - AZIONI SULLE COSTRUZIONI - Par. 3.3 e 3.4

Circolare n.7 - 21 gennaio 2019 C.S.LL.PP.

NEVE

Il carico della neve sulle coperture è calcolato in relazione ai seguenti parametri:

Zona: macro area derivante dalla suddivisione del territorio nazionale;

Esp.: zona topografica di esposizione al vento;

Ce: coefficiente di esposizione al vento;

TR: periodo di ritorno di progetto espresso in anni;

as: altitudine del sito;

qsk: valore caratteristico del carico della neve al suolo (per Tr = 50 anni);

Zona	Esposizione	Ce	TR	as	qsk
III	Zona normale	1,00	50 anni	467 m	99,07

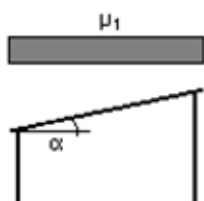
Copertura ad una falda:

Angolo di inclinazione della falda $\alpha = 0,0^\circ$

- Copertura piana W = 10.0 m, L = 50.0 m => Lc = 18.0, Cef = 1.000

$\mu_1 = 0,80 \Rightarrow Q_1 = 79 \text{ daN/mq}$

Schema di carico:



VENTO

La velocità del vento è calcolata in relazione ai seguenti parametri:

Zona: macro area derivante dalla suddivisione del territorio nazionale (NTC - Tab. 3.3.I);

Vb,0: velocità base della zona (NTC - Tab. 3.3.I);

a0: altitudine base della zona (NTC - Tab. 3.3.I);

ks: parametro in funzione della zona in cui sorge la costruzione (NTC - Tab. 3.3.I);

as: altitudine del sito;

TR: periodo di ritorno di progetto espresso in anni;

Vb: velocità di riferimento calcolata come segue:

$V_b = V_{b,0}$ per $a_s \leq a_0$

$V_b = V_{b,0} (1 + k_s ((a_s / a_0) - 1))$ per $a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$

per $a_s > 1500 \text{ m}$ vanno ricavati da opportuna documentazione o da indagini comprovate

Tali valori non dovranno essere minori di quelli previsti per $a_s = 1500 \text{ m}$

Cr: coefficiente di ritorno in funzione del periodo di ritorno TR

Vr: velocità di riferimento riferita al periodo di ritorno TR

Zona	Vb,0	a0	ks	as	TR	Vb	Cr	Vr
3	27 m/s	500 m	0,37	467 m	50 anni	27,00 m/s	1,000	27,00 m/s

Pressione cinetica di riferimento, $q_r = \rho V_r^2 / 2 = 46 \text{ daN/mq}$

dove: ρ è la densità dell'aria (assunta convenzionalmente costante = 1,25 kg/mc)

Esposizione: Cat. IV - Entroterra fino a 500 m di altitudine

Da cui i parametri della tabella 3.3.II delle NTC

Kr	z0	z min
0,22	0,30 m	8 m

Classe di rugosità del terreno: B (NTC - Tab. 3.3.III)

Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive

L'azione del vento sulle costruzioni è determinata dai seguenti parametri:

Cp: coefficiente di pressione;

Cd: coefficiente dinamico;

Ct: coefficiente di topografia;

Ce: coefficiente di esposizione (funzione di z, z0 e Ct);

z: altezza sul suolo.

Cp	Cd	Ct	Ce	z
0,77	1,00	1,00	1,91	12,00 m

Pressione del vento

$p = q_r C_e C_p C_d = 67 \text{ daN/mq}$

AZIONE TERMICA - §3.5.5 NTC18:

$$\Delta_{Tu} = \pm 25^\circ$$

ANALISI DEI CARICHI SOLAIO DI COPERTURA PIANA

Il solaio di copertura è costituito da una soletta composta acciaio calcestruzzo, ottenuta mediante lamiera grecata **SISCOFLOOR 6/55/770** con soletta collaborante in calcestruzzo dello spessore di 65mm, per uno spessore totale di 120mm. La soletta composta è progettata come semplicemente appoggiata con una luce di 3.00m.

Si rileva che il pacchetto totale delle opere di finitura ha uno spessore variabile, così ripartito:

Pesi propri strutturali

Peso proprio lamiera	0.159 KN/m ²
Peso proprio soletta	2.40 KN/m ²
	$G_{k,1} = 2.56 \text{ KN/m}^2$

Pesi NON strutturali

Pavimentazione	1.50 KN/m ²
Strato di allettamento in sabbia (8cm) -17(kN/mc)	1.36 KN/m ²
Composito drenante e protettivo (Tenax DP1)	0.014 KN/m ²
Massetto delle pendenze (10cm) - 21(kN/mc)	2.10 KN/m ²
Controsoffitto	0.20 KN/m ²
Terreno di ricoprimento (90cm)	1.52 KN/m ²
	$G_{k,2} = 6.68 \text{ KN/m}^2$

Carico concentrato per la verifica di punzonamento:

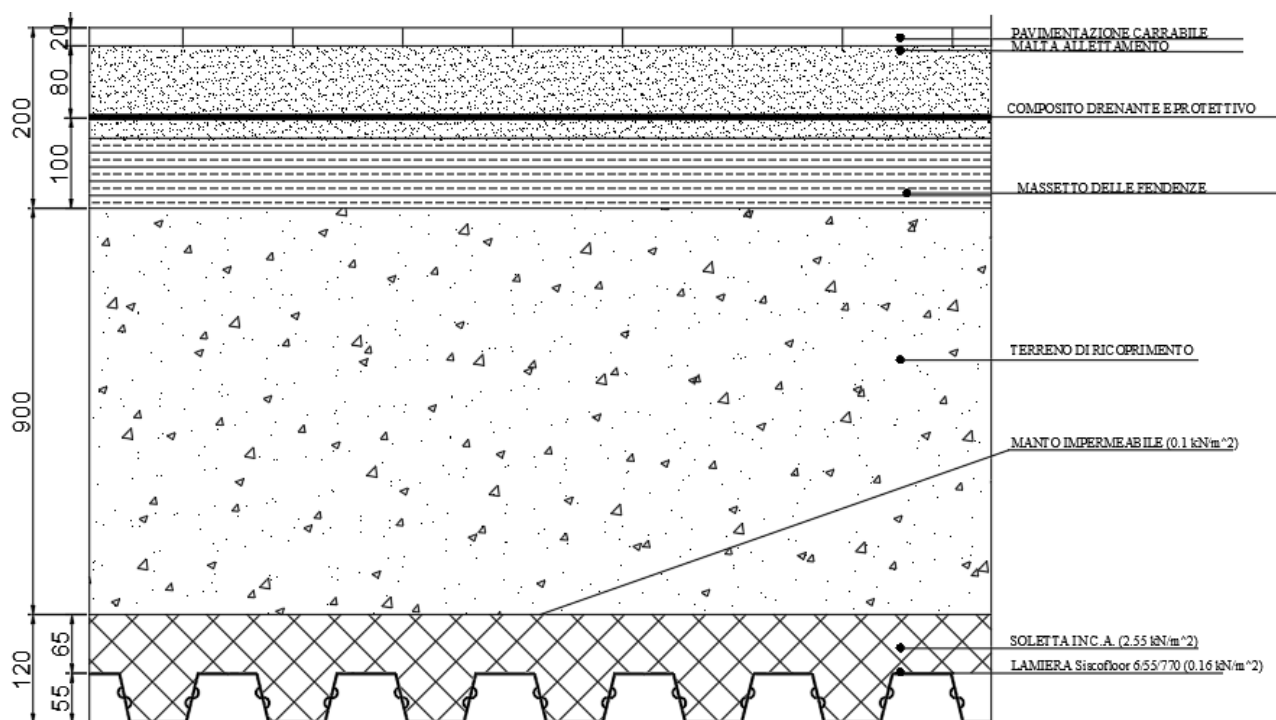
$$F_k = 10 \text{ kN}$$

Sovraccarico accidentale: :Categoria F

$$Q_{k1} = 2.50 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarico da neve:

$$Q_{k2} = 0.80 \text{ KN/m}^2$$



ANALISI DEI CARICHI SOLAIO DI INTERPIANO

Il solaio di copertura è costituito da una soletta composta acciaio calcestruzzo, ottenuta mediante lamiera grecata **SISCOFLOOR 6/55/770** con soletta collaborante in calcestruzzo dello spessore di 65mm, per uno spessore totale di 120mm. La soletta composta è progettata come semplicemente appoggiata con una di 3.00m.

Si rileva che il pacchetto totale delle opere di finitura ha uno spessore variabile, così ripartito:

Pesi propri strutturali

Peso proprio lamiera	0.159 KN/m ²
Peso proprio soletta	2.40 KN/m ²
	$G_{k,1} = 2.56 \text{ KN/m}^2$

Pesi NON strutturali

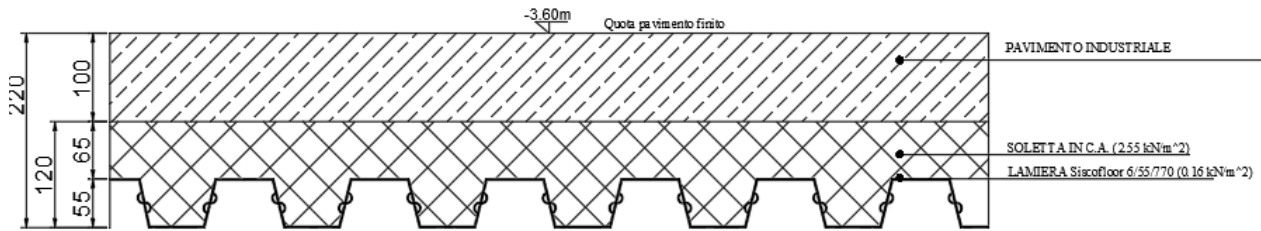
Pavimentazione	2.50 KN/m ²
Controsoffitto	0.30 KN/m ²
	$G_{k,2} = 2.8 \text{ KN/m}^2$

Carico concentrato per la verifica di punzonamento:

$$F_k = 10 \text{ kN}$$

Sovraccarico accidentale :Categoria F

$$Q_{k1} = 2.50 \text{ KN/m}^2$$



EDIFICIO COMMERCIALE

ANALISI DEI CARICHI SOLAIO DI INTERPIANO

Il solaio di copertura è costituito da una soletta composta acciaio calcestruzzo, ottenuta mediante lamiera grecata **SISCOFLOOR 6/55/770** con soletta collaborante in calcestruzzo dello spessore di 65mm, per uno spessore totale di 120mm. La soletta composta è progettata come semplicemente appoggiata con una di 3.00m.

Si rileva che il pacchetto totale delle opere di finitura ha uno spessore variabile, così ripartito:

Pesi propri strutturali

Peso proprio lamiera	0.159 KN/m ²
Peso proprio soletta	2.40 KN/m ²
	$G_{k,1} = 2.56 \text{ KN/m}^2$

Pesi NON strutturali

Pavimentazione	2.50 KN/m ²
Controsoffitto	0.30 KN/m ²
	$G_{k,2} = 2.8 \text{ KN/m}^2$

Sovraccarico accidentale :Categoria F

$$Q_{k1} = 4.00 \text{ KN/m}^2$$

ANALISI DEI CARICHI SOLAIO DI COPERTURA

Il solaio di copertura è costituito da una soletta composta acciaio calcestruzzo, ottenuta mediante lamiera grecata **SISCOFLOOR 6/55/770** con soletta collaborante in calcestruzzo dello spessore di 65mm, per uno spessore totale di 120mm. La soletta composta è progettata come semplicemente appoggiata con una di 3.00m.

Si rileva che il pacchetto totale delle opere di finitura ha uno spessore variabile, così ripartito:

Pesi propri strutturali

Peso proprio lamiera	0.159 KN/m ²
Peso proprio soletta	2.40 KN/m ²
	$G_{k,1} = 2.56 \text{ KN/m}^2$

Pesi NON strutturali

Pavimentazione	1.50 KN/m ²
Strato di allettamento in sabbia (8cm) -17(kN/mc)	1.36 KN/m ²
Composito drenante e protettivo (Tenax DP1)	0.014 KN/m ²
Massetto delle pendenze (10cm) - 21(kN/mc)	2.10 KN/m ²
Controsoffitto	0.20 KN/m ²

$$G_{k,2} = 5.17 \text{ KN/m}^2$$

Sovraccarico accidentale :Categoria F

$$Q_{k1} = 4.00 \text{ KN/m}^2$$

PROGETTO SOLAIO COMPOSTO

Il solaio di copertura è costituito da una soletta composta acciaio calcestruzzo, ottenuta mediante lamiera grecata SISCOFLOOR 6/55/770 con soletta collaborante in calcestruzzo dello spessore di 65mm, per spessore totale di 120mm. La soletta composta è progettata come semplicemente appoggiata con una di 3,00m. Si fa riferimento al solaio maggiormente caricato, ossia quello di copertura del parcheggio.

ANALISI DEI CARICHI

Analisi dei carichi in fase di getto

Durante la fase di costruzione, il conglomerato non è ancora indurito, l'unico elemento resistente è costituito dalla lamiera grecata, mentre i carichi sono rappresentati dai pesi strutturali e dal carico di costruzione. I carichi in fase di costruzione sono dovuti alla massa degli operai, dai macchinari per il getto del calcestruzzo e dall'eventuale accumulo locale del cls. In aggiunta alla massa del calcestruzzo, il carico di costruzione caratteristico e la massa di calcestruzzo in eccedenza sono assunti pari a 1,5 KN/m² e distribuito su un'area di 3m x 3m nel caso in cui la luce della trave sia maggiore di 3m, in caso contrario viene distribuito sull'intera luce. Nel primo caso, sull'area rimanente si aggiunge alla massa di calcestruzzo un carico di costruzione pari a 0,75 KN/m². Nel caso in esame si ha una luce pari a 3,0m e quindi tale carico è stato distribuito su un'area di 3m x 3m. In aggiunta a tali carichi è necessario considerare anche l'effetto dell'accumulo del calcestruzzo "*Ponding Effect*" se lo spostamento in mezz'ora della lamiera per effetto del peso proprio e del peso del calcestruzzo è superiore a h/10. In tal caso occorre aumentare il peso del calcestruzzo considerando un incremento dello spessore della soletta sull'intera campata pari a 0,75f, ove "f" è la freccia massima della lamiera in fase di getto.

ANALISI DEI CARICHI IN FASE DI COSTRUZIONE		
Simbolo	Valore	Unità
$P_{profilato}$	160,00	N/m ²
P_{cls}	2187.50	N/m ²
Q_{k1}	1500	N/m ²
G_{k1}	2347.50	N/m ²
$Q_{k,tot}$	1500	N/m ²

La combinazione di carico da assumere per la verifica allo SLU è:

$$F_{d1}^{SLU} = \gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{Q1} Q_{k1} = 1,3 * G_{k1} + 1,5 * Q_{k1} = 5.30 \text{ KN/m}^2$$

La combinazione di carico da assumere per la verifica allo SLE è esclusivamente quella rara:

$$F_{d2}^{SLE} = G_{k1} + Q_{k1} = 3.85 \text{ KN/m}^2$$

L'analisi delle sollecitazioni è effettuata utilizzando l'analisi elastica sia per gli SLU che per gli SLE. Sia le sollecitazioni che le resistenze vengono valutate considerando una fascia di 1m di soletta.

Analisi dei carichi in fase di utilizzo

Nella fase di utilizzo il conglomerato ha completato il processo di indurimento, per cui la soletta può considerarsi composta. I carichi in questa fase sono costituiti dai pesi propri degli elementi strutturali, dai pesi degli elementi di finitura, dal sovraccarico accidentale. Trattandosi di un impalcato destinato alla sosta e al transito di autoveicoli occorre considerare la resistenza della soletta nei confronti degli stati di sollecitazione indotti da una forza concentrata agente su di un'area di impronta di 20cm x 20cm.

ANALISI DEI CARICHI IN FASE DI UTILIZZAZIONE			
Simbolo	Valore	Unità	
$P_{profilato}$	160,00	N/m ²	
P_{cls}	2187,5	N/m ²	
G_{k1}	2347,50	N/m ²	
G_{k2}	6680	N/m ²	
Q_{k1}	2500	N/m ²	
$F_{punzonamento}$	10000	N	
$Q_{k2,neve}$	800	N/m ²	$\psi_{0j}= 0,7$

La combinazione di carico da assumere per la verifica allo SLU è:

$$F_{d3}^{SLU} = \gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{G2} G_{k2} + \gamma_Q (Q_{k1} + \psi_{02} Q_{k2}) = 17.66 \text{ KN/m}^2$$

Per la verifica allo stato limite di servizio si fa riferimento alla sola combinazione di carico rara:

$$F_{d4}^{SLU} = G_{k1} + G_{k2} + (\psi_{02} Q_{k2}) = 12.01 \text{ KN/m}^2$$

L'analisi delle sollecitazioni è effettuata utilizzando l'analisi elastica sia per gli SLU che per gli SLE. Sia la sollecitazione che le resistenze vengono valutate considerando una fascia di 1m di soletta.

VERIFICA IN FASE DI COSTRUZIONE SOLAIO

Verifica di deformabilità

Per la verifica di deformabilità della lamiera, occorre accertarsi che il valore massimo della freccia sia inferiore al minimo dei seguenti valori: $L/180$ e 20mm. Nel caso specifico si ha:

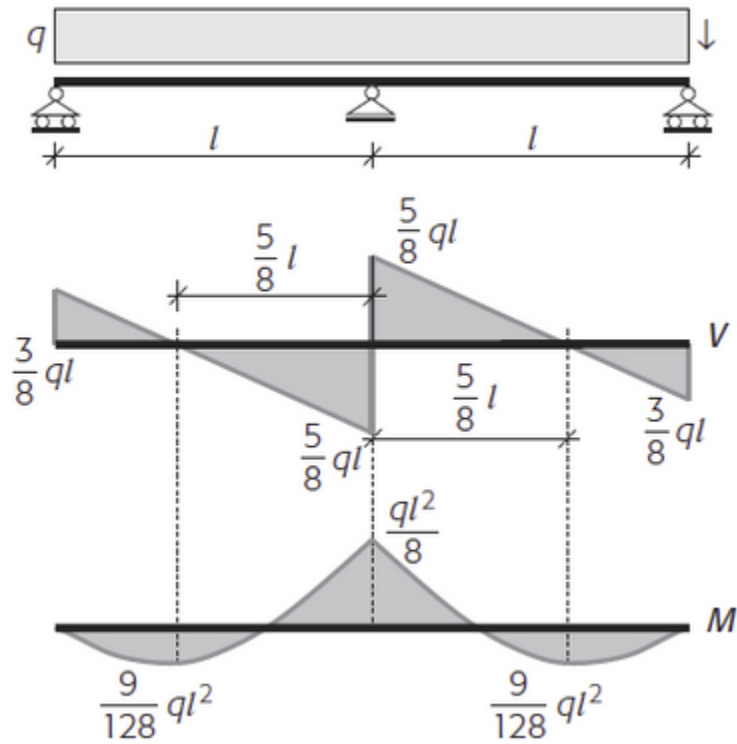
$$\frac{L}{180} = \frac{3000}{180} = 16.6 \text{ mm};$$

Con riferimento allo schema di trave semplicemente appoggiata e priva di puntelli la freccia massima è pari a:

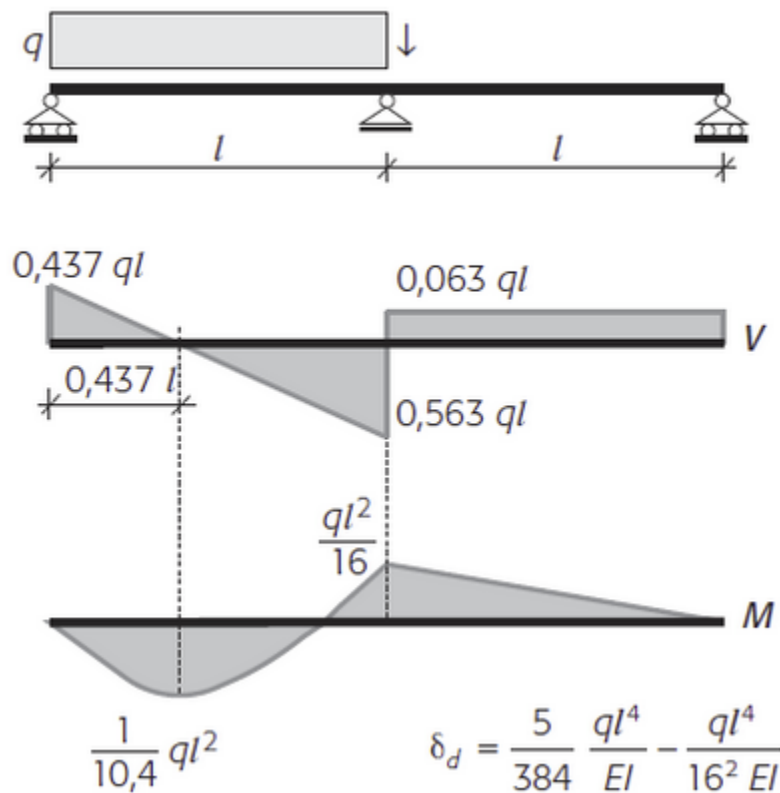
$$f = \frac{5 G_{k1} L^4}{384 E_a I_r} = \frac{5 * 2559 * (3000)^4}{384 * 2100000 * 845600} = 13.9 \text{ mm} < 16.6 \text{ mm ok!}$$

Verifica di resistenza a flessione (SLU)

Per la verifica di resistenza a flessione occorre che i momenti resistenti superiore e inferiore della lamiera siano rispettivamente maggiori del massimo valore del momento negativo e di quello positivo sollecitanti. Questi ultimi, che si considerano disponendo il carico nella configurazione più gravosa (su entrambe le campate per il momento negativo e solo su una campata per il momento positivo), sono pari a:



$$M_{sd}^- = \frac{F_{d,1} * (\frac{L}{2})^2}{8} = 1.49 \text{ KNm}$$



$$\delta_d = \frac{5}{384} \frac{ql^4}{EI} - \frac{ql^4}{16^2 EI}$$

$$M_{sd}^+ = \frac{F_{d,1} * \left(\frac{L}{2}\right)^2}{10,4} = 1.14 \text{ KNm}$$

I momenti resistenti si determinano con riferimento ai moduli di resistenza ridotti per tener conto dei fenomeni di instabilità. Essi sono pari a:

$$M_{Rd}^{inf} = W_{p,inf,r} * f_{ad} = 35560 \left(\frac{mmq}{m}\right) * 261,9 \left(\frac{N}{mmq}\right) = 9313164 \text{ Nmm} = 9,31 \text{ KNm}$$

$$M_{Rd}^{sup} = W_{p,sup,r} * f_{ad} = 27080 \left(\frac{mmq}{m}\right) * 261,9 \left(\frac{N}{mmq}\right) = 7092252 \text{ Nmm} = 7,09 \text{ KNm}$$

La verifica è ampiamente soddisfatta.

Verifica di resistenza a taglio (SLU)

La resistenza a taglio della lamiera grecata è affidata al solo elemento d'anima (le costole), per cui adottando un criterio di crisi alla VON MISES e trascurando, almeno in prima battuta, i fenomeni di instabilità locale, si ha che il taglio plastico resistente è pari a:

$$V_{pl,Rd} = \frac{2 * n_p * (s_w * t_p) * \frac{f_{yk}}{\sqrt{3}}}{\gamma_{a,0}}$$

Ove,

“ n_p ” è il numero di costole nel tratto di lamiera in esame (fascia di un metro);

“ s_w ” è la lunghezza della costola;

“ t_p ” è lo spessore della lamiera;

“ f_{yk} ” è la tensione caratteristica di snervamento per Acciaio da carpenteria (S275);

“ $\gamma_{a,0}$ ” è il coefficiente parziale di sicurezza dell'acciaio da carpenteria (profilo metallico).

$$V_{pl,Rd} = \frac{2 * \left(\frac{1000}{154}\right) * (59,03 * 1,25) * \frac{275}{\sqrt{3}}}{1,05} = 144,9 \text{ KN}$$

Per tenere conto dell'instabilità locale si assume che la resistenza a taglio dell'anima $V_{w,Rd}$ sia la minore tra la resistenza all'instabilità per taglio $V_{b,Rd}$ e la resistenza plastica a taglio $V_{pl,Rd}$. La resistenza all'instabilità per taglio $V_{b,Rd}$ può calcolarsi nel seguente modo:

$$V_{b,Rd} = \frac{2 * n_p * (s_w * t_p) * f_{bv}}{\gamma_{a,1}}$$

Ove,

“ f_{bv} ” è la resistenza a taglio valutata in funzione della snellezza λ_w , tramite la seguente relazione:

$$\lambda_w = 0,346 * \frac{s_w}{t_p} * \sqrt{\frac{f_{ak}}{E_a}} = 0,58 < \lambda_{w,lim} = 0,83 \rightarrow f_{bv} = 0,58 f_{ayk} = 0,58 * 275 = 159,5 \text{ N/mm}^2$$

Ora è possibile valutare la resistenza all'instabilità per taglio:

$$V_{b,Rd} = \frac{2 * \left(\frac{1000}{154}\right) * (59,03 * 1,25) * 159,5}{1,1} = 138,95 \text{ kN} = V_{w,Rd}$$

$$V_{Rd} = \min(V_{pl,Rd}; V_{b,Rd}) = 138,95 \text{ kN}$$

Il taglio sollecitante alla condizione più gravosa del carico, è pari a:

$$V_{sd} = 0,625 * F_{d1} * \left(\frac{L}{2}\right) = 0,625 * 5,30 \left(\frac{\text{KN}}{\text{m}}\right) * \left(\frac{3,0}{2}\right) (\text{m}) = 4,97 \text{ kN} < V_{Rd} \quad \text{ok!}$$

Pertanto la verifica è soddisfatta.

VERIFICHE IN FASE DI UTILIZZO SOLAIO

Verifica di resistenza a flessione (SLU)

Dopo la maturazione del calcestruzzo la soletta si comporta effettivamente come soletta composta acciaio-calcestruzzo: si rimuove il puntello provvisorio e la soletta assume lo schema statico di trave semplicemente appoggiata. Il momento plastico resistente della soletta composta si calcola con riferimento alla teoria plastica, adoperando i diagrammi a blocchi di tensione. La profondità dell'asse neutro plastico, calcolata imponendo l'equilibrio alla traslazione di una striscia di soletta larga 1000mm, è:

$$y_c = \frac{f_{ad} * A_p}{f_{cd} * 1000} = 37,51 \text{ mm}$$

L'asse neutro taglia la soletta di calcestruzzo. La risultante degli sforzi di trazione nella lamiera metallica è pari a:

$$N_{cf} = A_p * f_{ad} = 2029(\text{mm}^2) * 261,9(\text{MPa}) = 531395,1 \text{ N} \approx 531,4 \text{ kN}$$

Il momento plastico resistente della sezione composta è dunque pari a:

$$M_{pl,Rd} = N_{cf} * \left(d_p - \frac{y_c}{2}\right) = 40,19 \text{ kNm}$$

Il momento sollecitante di progetto massimo in mezzzeria, per lo schema statico di trave semplicemente appoggiata, è data dalla seguente relazione:

$$M_{sd}^+ = \frac{F_{d3} * L^2}{8} = 19,86 \text{ kNm} < M_{pl,Rd} \rightarrow \eta = \frac{M_{sd}^+}{M_{pl,Rd}} = 0,49 \quad \text{ok!}$$

La verifica è pertanto soddisfatta.

Verifica di resistenza a taglio (SLU)

La resistenza a taglio della soletta composta si valuta con la medesima relazione valida per gli elementi in cemento armato non armati a taglio:

$$V_{Rd} = \left\{ \frac{0,18 k (100 \rho f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0,15 \sigma_{cp} \right\} b_w d \geq (v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d$$

con,

$$k = 1 + \left(\frac{200}{d}\right)^{\frac{1}{2}} \leq 2$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

Dove:

V_{Rd} è in Newton;

f_{ck} è in MPa;

d è l'altezza utile della sezione (mm);

$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 2$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale;

$A_{sl} = t_w(b_{min} + s_w)$ è l'area delle nervature;

$\sigma_{cp} = \frac{N_{ed}}{A_c} \leq 0,2 f_{cd}$ è la tensione media di compressione;

b_w è la larghezza minima della sezione (mm)

Nel caso specifico, la resistenza della singola nervatura della soletta si può valutare utilizzando i seguenti dati:

$$b_w = b_{p0} = 77 \text{ mm}; \quad d = d_p = 94,4 \text{ mm};$$

$$k = 1 + \left(\frac{200}{d}\right)^{\frac{1}{2}} = 1 + \left(\frac{200}{94,4}\right)^{1/2} = 2,45 \geq 2 \rightarrow k = 2$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 2^{3/2} \cdot 20^{1/2} = 0,60$$

$$\sigma_{cp} = 0$$

$$A_{sl} = t_w(b_{min} + 2 \cdot s_w) = 1,25 (63,5 + 2 \cdot 59,03) = 226,95 \text{ mm}^2$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} = \frac{226,95}{77 \cdot 94,4} = 0,0312 \rightarrow 0,03$$

Pertanto:

$$V_{Rd} = \left\{ \frac{0,18 \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0,03 \cdot 25) \left(\frac{N}{mm^2}\right)^{\frac{1}{3}}}{1,5} + 0,15 \cdot 0 \right\} 77(\text{mm}) \cdot 94,4(\text{mm}) = 7.45 \text{ KN}$$

$$V_{Rd} = 7.45 \geq v_{min} \cdot b_w \cdot d = 0,67 \cdot 77 \cdot 94,4 = 4,89 \quad ok!$$

La resistenza di una singola nervatura è quindi $V_{rd} = 7.45 \text{ KN}$.

La resistenza a taglio della fascia di soletta di un metro è data dalla resistenza della singola nervatura per il numero di nervature nella fascia di un metro: ($i = 154 \text{ mm}$)

$$V_{Rd} = 6,92 \cdot n_p = 6,92(\text{KN}) \cdot \left(\frac{1000}{154}\right) = 48.41 \text{ KN}$$

Il taglio sollecitante per lo schema statico di trave semplicemente appoggiata, è pari:

$$V_{ed} = F_{d3} * \frac{L}{2} = 26.50 \text{ KN} < V_{Rd}$$

Verifica di resistenza a scorrimento (SLU)

Il comportamento composto si ha se la lamiera grecata è in grado di trasmettere la forza di scorrimento all'interfaccia tra la lamiera e calcestruzzo. Non potendo essere considerata efficace la sola aderenza tra lamiera di acciaio e conglomerato, il comportamento composto va assicurato mediante uno dei meccanismi consentiti dalla norma (UNI EN 1994-1-1, 9.7.3):

- Ingranamento meccanico;
- Ingranamento ad attrito;
- Ancoraggi di estremità.

Nel caso specifico l'azione composta è garantita mediante ingranamento meccanico. L'azione di ingranamento è garantita da appositi dentelli e bugnature riportati sulla lamiera. La resistenza a scorrimento per le solette a ingranamento meccanico viene di norma valutata con il metodo empirico $m-k$, che fornisce il seguente valore della resistenza a scorrimento da confrontarsi con il massimo taglio di progetto:

$$V_{l,Rd} = b * d_p \frac{\frac{m * A_p}{b * L_s} + k}{\gamma_{vs}}$$

$$V_{l,Rd} = 34.42 > V_{ed} = 26.50 \text{ KN}$$

dove,

$m \rightarrow$ è il coefficiente di determinazione sperimentale funzione delle caratteristiche di aderenza lamiera-calcestruzzo, dipendenti dalla forma della lamiera e dal tipo e dalla quantità dei risalti presenti sulla lamiera. Nel caso in esame si è assunto pari a 150 MPa.

$K \rightarrow$ è il coefficiente di determinazione sperimentale funzione delle caratteristiche di aderenza lamiera-calcestruzzo, dipendenti dalla forma della lamiera e dal tipo e dalla quantità dei risalti presenti sulla lamiera. Nel caso in esame si è assunto pari a 0,05 NPa.

$L_s \rightarrow$ lunghezza a taglio, funzione della forma del diagramma del taglio. Nello specifico (trave semplicemente appoggiata con carico uniformemente distribuito) vale $L/4=900\text{mm}$.

Verifica di resistenza a punzonamento (SLU)

La soletta composta va verificata nei confronti del punzonamento prodotto da una forza concentrata il cui valore caratteristico è pari a $F_{pk}=10\text{KN}$ ($F_{pd}=\gamma_q * F_{pk}=15\text{KN}$). La verifica a punzonamento è

necessaria per la presenza di forze concentrate su un'area di impronta ($a_p \times b_p$) piccola. Per la determinazione della resistenza a punzonamento si considera come elemento resistente la parte di soletta al di sopra della lamiera. La relazione per la valutazione della resistenza al punzonamento è la seguente:

$$\tau_{p,Rd} = 0,18 * K * (100 * \rho_l * f_{ck})^{1/3} + 0,1 * \sigma_{cp} \geq v_{min} + 0,1 * \sigma_{cp}$$

dove,

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} * \rho_{lz}} \leq 0,02 \quad \text{è il rapporto geometrico di armatura;}$$

$$\rho_{ly} = \frac{A_{sly}}{b_w * d} \quad \text{è il rapporto geometrico di armatura longitudinale;}$$

$$\rho_{lz} = \frac{A_{slz}}{b_w * d} \quad \text{è il rapporto geometrico di armatura trasversale;}$$

$$A_{sly} = t_w * (b_w + 2 * s_w) \quad \text{è l'area in direzione longitudinale della lamiera;}$$

$$A_{slz} \quad \text{è l'area di armatura in direzione trasversale;}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{ed}}{A_c} \leq 0,2 * f_{cd} \quad \text{è la tensione media di compressione;}$$

$$d \quad \text{è l'altezza utile della sezione (mm);}$$

Nel caso in esame:

$$A_{sly} = 243,82 \text{ mm}^2 \text{ (area nervatura)}$$

$$A_{slz} = 314 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \text{ (area armatura trasversale per assorbimento degli effetti locali);}$$

$$\rho_{ly} = \frac{243,82}{77 * 94,4} = 0,033$$

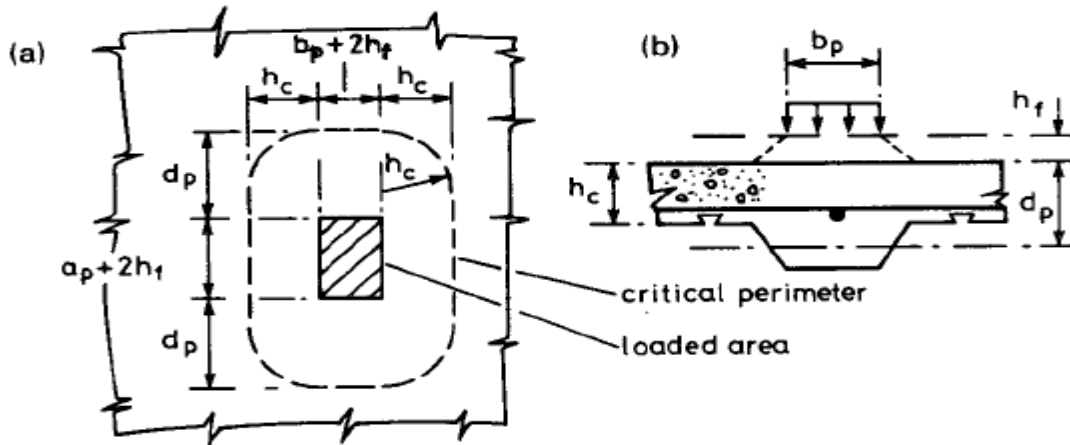
$$\rho_{lz} = \frac{314}{1000 * \left(65 - \frac{10}{2}\right)} = 0,005$$

$$\rho_l = \sqrt{0,033 * 0,005} = 0,013 < 0,02 \quad \text{ok!}$$

Pertanto:

$$\tau_{p,Rd} = 1,15 \text{ N/mm}^2$$

Il valore della resistenza allo scorrimento si ottiene moltiplicando la tensione tangenziale $\tau_{p,Rd}$ per il perimetro critico nei confronti del punzonamento, che può valutarsi come segue:



$$c_p = 2 * (a_p + b_p + 4 * h_f) + 4 * (d_p - h_c) + 2\pi * h_c = 2925.80 \text{ mm}$$

dove,

a_p e b_p sono le dimensioni dell'area di carico;

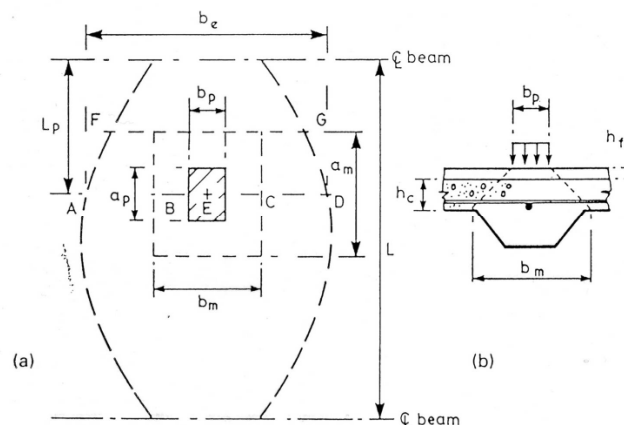
h_f è l'altezza delle finiture (pavimentazione, massetto, ecc...);

h_c è l'altezza della soletta al di sopra dell'estradosso delle nervature della lamiera;

Pertanto il valore della resistenza a punzonamento da confrontare con la sollecitazione F_{pd} è:

$$V_{p,Rd} = \tau_{p,Rd} * C_p * h_c = 219.87 \text{ KN} \geq F_{pd} = 15 \text{ KN} \rightarrow \eta = \frac{F_{pd}}{V_{p,Rd}} = 0,06$$

L'azione di una forza concentrata su di un elemento bidimensionale come la soletta composta determina l'insorgere di sollecitazioni flettenti locali sia in direzione longitudinale sia in direzione trasversale.



La forza concentrata agente sulla soletta può essere ripartita su un'area misurata immediatamente al di sopra delle nervature della lamiera. Le dimensioni di tale area sono:

$$b_m = b_p + 2 * (h_c + h_f) = 730 \text{ mm}$$

$$a_m = a_p + 2 * (h_c + h_f) = 730 \text{ mm}$$

Con riferimento agli effetti flettenti in direzione longitudinale, il valore massimo del momento flettente si attinge quando il carico concentrato F_{pd} è applicato a una distanza $L_p = L/2 = 1,5\text{m}$ dall'appoggio. Il momento sollecitante di calcolo è:

$$M_{ed}^{Fpd} = F_{pd} \left(1 - \frac{L_p}{L}\right) * L_p = 7.5 \text{ KNm}$$

La larghezza della soletta da considerarsi efficace ai fini dell'analisi globale e della valutazione della resistenza per flessione e forza di scorrimento su campate semplicemente appoggiate è:

$$b_e = b_m + 2 * L_p * \left(1 - \frac{L_p}{L}\right) = 2230 \text{ mm}$$

Il momento flettente per unità di lunghezza è dunque:

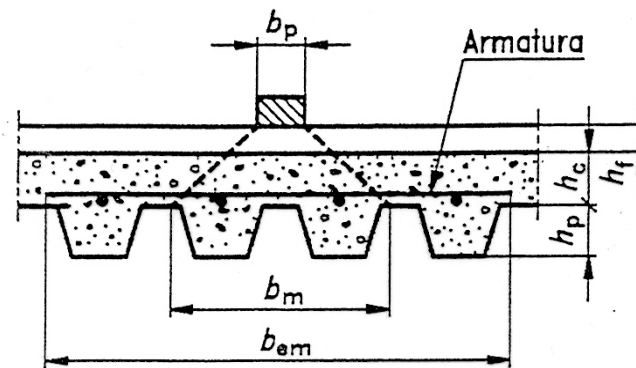
$$m_{ed}^{Fpd} = \frac{M_{ed}^{Fpd}}{b_e} = 3.36 \text{ KNm/m}$$

Tale valore, sommato al valore del momento flettente (per unità di larghezza) indotto dai soli carichi permanenti, deve infine risultare inferiore al valore del momento resistente della sezione composta:

$$M_{ed}^{Gd} = G_d * \frac{L^2}{8} = 14.70 \text{ KNm/m}$$

$$M_{ed}^P = M_{ed}^{Gd} + m_{ed}^{Fpd} = 18.06 \frac{\text{KNm}}{\text{m}} < M_{pl,Rd} = 40.20 \text{ KNm} \rightarrow \eta = \frac{M_{ed}^P}{M_{pl,Rd}} = 0,45$$

Gli effetti flettenti in direzione trasversale insorgono in quanto la forza F_{pd} è applicata all'estradosso della soletta finita su di una lunghezza b_m inferiore alla larghezza efficace della stessa b_e (cioè quella larghezza che viene chiamata a collaborare nei confronti della sollecitazione flettente longitudinale).



Per assicurare che, il carico concentrato si ripartisca sull'intera larghezza che si considera collaborante, occorre fare in modo che la sezione longitudinale della soletta sia in grado di sopportare

un momento flettente trasversale (che tende le fibre inferiori della soletta) per unità di larghezza pari a:

$$M_{ed,trasv}^{Fpd} = \frac{F_{pd}}{2} * \left(\frac{b_e}{4} - \frac{b_m}{4} \right) = 2.81 \text{ KNm}$$

$$m_{ed,trasv}^{Fpd} = \frac{M_{ed,trasv}^{Fpd}}{a_m} = 3.85 \text{ KNm/m}$$

Trasversalmente la lamiera non può essere considerata resistente. Vanno dunque disposte all'estradosso della stessa delle barre di armatura, in modo che la sezione resistente risulti costituita dalla soletta di calcestruzzo di altezza pari a $h_c=65\text{mm}$, inferiormente armata. In un primo momento sono state disposte barre $\phi 10$ con un passo di 25 cm, corrispondenti a un'area della sezione trasversale per metro pari a $A_{s,trasv}=3,14 \text{ cm}^2/\text{m}$. Si osserva che la normativa tecnica prescrive un minimo di armatura trasversale, pari allo 0,2% dell'area di calcestruzzo strutturale al di sopra delle nervature ($A_{s,min}=0,2*65=13 \text{ mm}^2/\text{m}$), da estendere per una lunghezza almeno pari a b_e oltre la quale va ancorata. Il momento resistente della sezione trasversale della soletta per unità di larghezza, valutato con la teoria plastica, è pari a:

$$N_c = f_{sd} * A_s = 391,3 * 314 = 122868,2 \text{ N} \approx 122,9 \text{ KN}$$

$$y_c = \frac{f_{sd} * A_s}{f_{cd} * 1000} = 10.45 \text{ mm}$$

$$m_{pl,trasv,Rd} = N_c * \left[\left(h_c - \frac{\phi}{2} \right) - \frac{y_c}{2} \right] = 6,73 \text{ KNm/m}$$

$$m_{pl,trasv,Rd} = 6,73 \geq m_{ed,trasv}^{Fpd} = 3.85 \text{ Non verificato!}$$

Verifica a fessurazione (SLU)

Qualora le solette continue siano progettate come semplicemente appoggiate la sezione trasversale dell'armatura antifessurazione non deve essere minore di 0,4% dell'area della sezione trasversale al di sopra delle nervature per le costruzioni puntellate. Il limite scende allo 0,2% per le costruzioni non puntellate, in quanto per queste ultime il carico agente sulla soletta composta dopo la maturazione del calcestruzzo, in grado di determinare la fessurazione del conglomerato, risulta inferiore. Pertanto l'armatura necessaria per la fessurazione è pari a:

$$A_{s,min} = 0,4\% * (h_c * 1000) = 0,004 * (65 * 1000) = 260 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Si dispongono, quindi barre $4\phi 10$ ogni 25 cm, per un area $A_{s,min}=314 \text{ mm}^2/\text{m}$, in corrispondenza degli appoggi intermedi per una lunghezza circa pari a 0,25L da ciascun lato (con L corrispondente alla luce di ciascun lato).

Verifica di deformabilità (SLU)

Secondo le NTC2008, il calcolo delle frecce delle solette composte acciaio-calcestruzzo può essere omissso se il rapporto tra luce e altezza non supera i limiti relativi alle strutture di cemento armato e risulta trascurabile l'effetto dello scorrimento di estremità. In accordo con la Circolare NTC 2008 tale procedura è ammessa per le travi di lunghezza non superiore a 10 m. Nel caso specifico si ha:

$$\frac{L}{H} \leq K \left[\left[11 + \frac{0,0015 f_{ck}}{\rho + \rho'} \right] * \left[\frac{500 A_{s,eff}}{f_{yk} * A_{s,calc}} \right] \right]$$

dove,

f_{ck} è la resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo;

ρ e ρ' sono i rapporti di armatura tesa e compressa, rispettivamente $A_{s,eff}$ e $A_{s,calc}$ sono, rispettivamente, l'armatura tesa effettivamente presente nella sezione più sollecitata e l'armatura di calcolo nella stessa sezione;

f_{yk} è la tensione di snervamento caratteristica dell'armatura (in MPa);

K è un coefficiente correttivo, che dipende dallo schema strutturale;

I valori limite della snellezza in funzione della tipologia strutturale e del coefficiente correttivo K sono elencati nella tabella che segue:

Sistema strutturale	K	Calcestruzzo molto sollecitato $\rho = 1,5\%$	Calcestruzzo poco sollecitato $\rho = 0,5\%$
Travi semplicemente appoggiate, piastre semplicemente appoggiate mono o bidirezionali	1,0	14	20
Campata terminale di travi continue o piastre continue monodirezionali o piastre bidirezionali continue su un lato lungo	1,3	18	26
Campata intermedia di travi o di piastre mono o bidirezionali	1,5	20	30
Piastre sorrette da pilastri senza travi (piastre non nervate) (in base alla luce maggiore)	1,2	17	24
Mensole	0,4	6	8
Nota 1 I valori dati sono stati scelti in genere in via prudenziale e il calcolo può dimostrare frequentemente che si possono realizzare elementi più sottili. Nota 2 Per piastre bidirezionali si raccomanda che la verifica sia effettuata con riferimento alla luce minore; per piastre non nervate si raccomanda di considerare la luce maggiore. Nota 3 I limiti dati per piastre prive di nervature corrispondono a una limitazione meno severa di quella che impone una freccia in mezzera minore di $\frac{1}{250}$ della luce, relativamente agli appoggi sui pilastri. L'esperienza ha dimostrato che ciò è comunque soddisfacente.			

Nel caso in esame:

- Il coefficiente correttivo K vale 1,0 (soletta semplicemente appoggiata);

- $\rho = \frac{A_{s,eff}}{A_c} = \frac{2029}{(65 + \frac{55}{2}) * 1000} = 0,022 \rightarrow 2,2\%$
- $\rho' = 0$

Inoltre, ponendo a vantaggio di sicurezza $A_{s,eff} = A_{s,calc}$, si ha:

$$\left[\frac{500 A_{s,eff}}{f_{yk} * A_{s,calc}} \right] = 1,11$$

Pertanto:

$$K \left[11 + \frac{0,0015 f_{ck}}{\rho + \rho'} \right] * \left[\frac{500 A_{s,eff}}{f_{yk} * A_{s,calc}} \right] = 1 * \left[11 + \frac{0,0015 * 20}{0,022 + 0} \right] * 1,11 = 14,12$$

Il rapporto tra luce e altezza utile della soletta (pari a $L/H=3000/120=25$) è maggiore del limite appena ricavato. Si rende necessario il calcolo delle frecce. I valori limite della freccia sono:

$$\frac{f_{max,1}}{L} \leq \frac{L}{250} = \frac{3,0}{250} = 0,012m = 12mm \quad \rightarrow \text{Valore limite per la funzionalità della struttura}$$

$$\frac{f_{max,1}}{L} \leq \frac{L}{500} = \frac{3,0}{500} = 0,006m = 6mm \quad \rightarrow \text{Valore limite per prevenire i danni alle finiture}$$

Nel calcolo delle inflessioni occorre a rigore tener conto sia della fessurazione del calcestruzzo che dei fenomeni viscosi che modificano la rigidità sia nelle zone soggette a momento positivo che in quelle soggette a momento negativo. Per semplificare le calcolazioni è possibile utilizzare le seguenti approssimazioni:

1. Valore medio del coefficiente di omogeneizzazione tra i valori a breve e lungo termine per il calcolo delle inerzie, in accordo con il metodo del modulo elastico efficace;
2. Inerzia media tra i valori di sezione fessurata e non fessurata.

Il modulo elastico istantaneo del calcestruzzo vale:

$$E_{cm} = 22000 * \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3} = 22000 * \left(\frac{f_{ck} + 8}{10} \right)^{0,3} = 31475,80 \text{ N/mm}^2$$

pertanto, indicando con E_s il modulo di elasticità dell'acciaio, il *coefficiente di omogeneizzazione istantaneo* vale:

$$n_0 = \frac{E_s}{E_{cm}} = 7$$

Invece, tenendo conto degli effetti a lungo termine, il modulo elastico a lungo termine del calcestruzzo può essere assunto pari a:

$$E'_c = \frac{E_c}{1 + \varphi(t_0, \infty)} = \frac{29961,95}{1 + 2} = 10066,66 \text{ N/mm}^2$$

pertanto il *coefficiente di omogeneizzazione a lungo termine* vale:

$$n_\infty = \frac{E_s}{E'_c} = \frac{210000}{10066,66} = 20,86$$

Il valore medio del coefficiente di *omogeneizzazione* è pari a:

$$n^* = \frac{n_0 + n_\infty}{2} = 13,76$$

L'inerzia della sezione fessurata I_2 si ricava con le stesse formule del cemento armato. Nel caso in cui l'asse neutro cada all'interno della soletta, tale momento di inerzia si può ricavare dalla seguente formula:

$$I_2 = \frac{b x_2^3}{3 n^*} + A_p (d_p - x_2)^2 + I_p (\text{momento d'inerzia ridotto soletta})$$

dove x_2 è la posizione dell'asse neutro elastico:

$$x_2 = \frac{n^* A_p}{b} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 b d_p}{n^* A_p}} \right) = 49.87 \text{ mm}$$

Noto l'asse neutro è possibile valutare l'inerzia fessurata:

$$I_2 = 7872101.50 \text{ mm}^4/m$$

L'inerzia della sezione non fessurata I_1 si ricava considerando reagente anche il calcestruzzo in trazione; facendo riferimento alla sezione a T equivalente, si ha:

$$\begin{aligned} I_1 &= \frac{b x_1^3}{3 n^*} + \frac{b (h_c - x_1)^3}{3 n^*} + \frac{b h_p^3}{12 n^*} + \frac{b_0 h_p \left(h - x_1 - \frac{h_p}{2} \right)^2}{n^*} + A_p (d_p - x_1)^2 + I_p \\ &= 9116200.056/m \end{aligned}$$

dove x_1 è la posizione dell'asse neutro elastico:

$$x_1 = \frac{\left(\frac{b h_c^3}{2 n^*} + \frac{b_0 h_p \left(h_c + \frac{h_p}{2} \right)}{n^*} + A_p d_p \right)}{\left(\frac{A_c}{n^*} + A_p \right)} = 60,55 \text{ mm}$$

$$N.B.: A_c = b * h_c + b_{o,min} * n^{\circ} \text{nervature in un metro} = 100 * 65 + 77 * \frac{1000}{154} = 92500 \text{ mm}^2$$

Pertanto, il valore medio dell'inerzia vale:

$$I_m = \frac{I_1 + I_2}{2} = 8494150.77 \text{ mm}^4/\text{m}$$

Il calcolo del massimo abbassamento si effettua tenendo conto che per la modalità costruttiva adottata (un puntello provvisorio) il peso proprio della soletta si esplica come una forza concentrata in mezzzeria successivamente all'eliminazione del puntello, mentre i restanti carichi permanenti e variabili sono uniformemente distribuiti sulla campata. Considerando i valori caratteristici di detti carichi si ha:

$$G_{k1} = 2,35 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \quad ; \quad F = \frac{10}{8} * G_{k1} * \frac{L}{2} = 4.40 \text{ KN}$$

Con riferimento agli schemi noti, il massimo valore dell'inflessione della soletta è:

$$f_{max,1} = \frac{5}{384} * \frac{(F_{d4}^{SLE,rara} - G_{k1}) * L^4}{E_a * I_m} + \frac{1}{48} * \frac{F * L^3}{E_a * I_m}$$

$$f_{max,1} = 0,005 + 0,0013 = 0,00715 \text{ m} = 7.15 \text{ mm}$$

Si confronta con il limite $L/250=3000/250=12 \text{ mm}$:

$$f_{max,1} = 7.15 \leq \frac{L}{250} = 12 \quad ok!$$

Il valore della freccia che si sviluppa dopo la realizzazione delle finiture è:

$$f_{max,2} = \frac{5}{384} * \frac{(Q_{k1} + \psi_{02} Q_{k2}) * L^4}{E_a * I_m}$$

$$f_{max,2} = 3,6 \text{ mm}$$

Si confronta con il valore limite $L/500=3000/500=6.0 \text{ mm}$:

$$f_{max,2} = 1.80 < \frac{L}{500} = 6.0 \quad ok!$$

La verifica della freccia successiva alla realizzazione delle finiture è soddisfatta.

Resistenza al fuoco della soletta composta secondo EN 1994-1-2

La soletta composta è progettata come una serie di travi semplicemente appoggiate di luce 3,0 m. La resistenza al fuoco richiesta è R60. Si utilizza il metodo semplificato proposto dall'EN 1994-1-2 (APPENDICE D).

Caratteristiche dei materiali:

CALCESTRUZZO SOLETTA C25/30			
Simbolo	Valore	Unità	Definizione
f_{ck}	25	N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica a compressione
h_t	120	mm	Altezza totale soletta

LAMIERA METALLICA - <u>SISCOFLOOR 6/55/770</u>			
Simbolo	Valore	Unità	Definizione
f_{yp}	275	N/mm ²	Tensione caratteristica di snervamento
A_p	2029	mm ² /m	Area
t_p	1,25	mm	Spessore lamiera

Carichi:

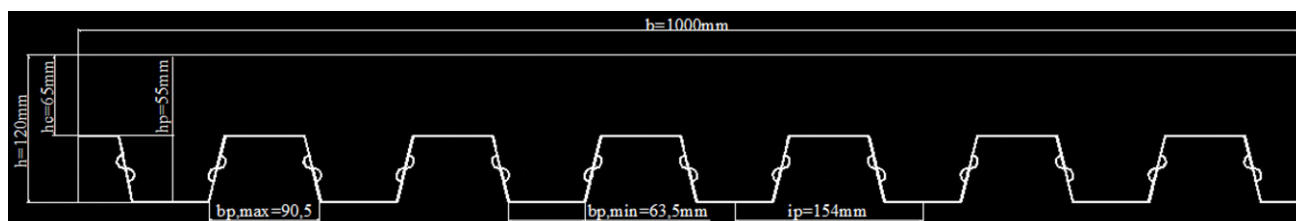
ANALISI DEI CARICHI IN FASE DI UTILIZZO		
Simbolo	Valore	Unità
$P_{profilato}$	160,00	N/m ²
P_{cls}	2187	N/m ²
G_{k1}	2347.50	N/m ²
G_{k2}	6680	N/m ²

Q_{k1}	2500	N/m^2
$F_{punzonamento}$	10000	N
$Q_{k2,neve}$	800	N/m^2

Il momento sollecitante di progetto allo stato limite ultimo a temperatura ambiente vale:

$$M_{sd} = \frac{1.3 G_k + 1.5 Q_k}{8} \cdot l^2 = 17.42 \text{ kNm}$$

Il calcolo è riferito ad una fascia di soletta di larghezza un metro. Si adottano i coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche allo SLU proposti dalle NTC2018.



Sollecitazioni di progetto in condizioni d'incendio

Per la determinazione degli effetti prodotti dall'esposizione all'incendio e dalle azioni dirette applicate alla costruzione, deve essere adottata l'azione di progetto della combinazione eccezionale (corrispondente alla combinazione quasi permanente):

$$G_k + \sum_i \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} + \sum A_d$$

Pertanto, adottando un coefficiente $\psi_{2,i}$ pari a 0,6, si ottiene un momento sollecitante in condizioni d'incendio pari a:

$$M_{Fire,sd} = \frac{G_{k1} + G_{k2} + +0.6 Q_k}{8} \cdot l^2 = 12.38 \text{ kNm}$$

Il livello di progetto in condizioni di incendio η_{fi} (fattore di riduzione da applicare al momento sollecitante di progetto allo SLU per ottenere il momento sollecitante di progetto in condizioni di incendio) è pari a:

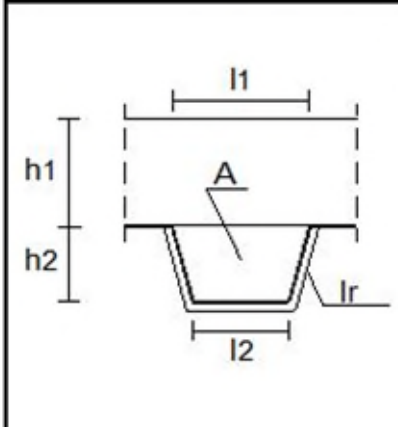
$$\eta = \frac{M_{fire,sd}}{M_{sd}} = 0.71$$

Resistenza al fuoco soletta composta

Il comportamento della soletta composta viene valutato in generale in termini di capacità portante (R), isolamento termico (I), ed integrità (E). Secondo l'Eurocodice il criterio di integrità risulta automaticamente soddisfatto se la soletta è stata progettata secondo le indicazioni dell'EN1994-1-1. Il criterio di isolamento (I) e la capacità portante (R) della soletta possono essere valutati con riferimento alle metodologie semplificate proposte da EN 1994-1-2.

Verifica campo di applicazione

La soletta in esame rispetta i limiti di applicabilità del metodo (Tabella D.7 EN 1994-1-2, 2005).

	Limiti per profili trapezoidali
	$80,0mm \leq l_1 \leq 155,0mm$
	$32,0mm \leq l_2 \leq 132,0mm$
	$40,0mm \leq l_3 \leq 115,0mm$
	$50,0mm \leq h_1 \leq 125,0mm$
	$50,0mm \leq h_2 \leq 100,0mm$

Per la soletta in esame:

l_1	90,5 mm
l_2	63,5 mm
l_3	63,5 mm
h_1	65 mm
h_2	55 mm

Verifica criterio di isolamento termico

Il tempo di resistenza al fuoco nei riguardi del criterio di isolamento può essere ricavato tramite la seguente relazione:

$$t_i = a_0 + a_1 \cdot h_1 + a_2 \cdot \phi + a_3 \cdot \frac{A}{L_r} + a_4 \cdot \frac{1}{l_3} + a_5 \cdot \frac{A}{L_r} \cdot \frac{1}{l_3}$$

Il fattore di geometria vale:

$$\frac{A}{L_r} = \frac{h_2 \cdot \left(\frac{l_1 + l_2}{2}\right)}{l_2 + 2 \cdot \sqrt{h_2^2 + \left(\frac{l_1 - l_2}{2}\right)^2}} = 23,96 \text{ mm}$$

Il fattore di configurazione ϕ vale:

$$\phi = \sqrt{h_2^2 + \left(l_3 + \frac{l_1 - l_2}{2}\right)^2} - \sqrt{h_2^2 + \left(\frac{l_1 - l_2}{2}\right)^2} / l_3 = 0,598$$

I coefficienti a_i sono ricavati dalla tabella D.1 EN 1994-1-2, per calcestruzzo normale:

a0	a1	a2	a3	a4	a5
min	min/mm	min	min/mm	min/mm	min
-28,8	1,55	-12,6	0,33	-735,0	48,0

In base a tali parametri si ottiene che la verifica dell'isolamento termico è soddisfatta:

$$t_i = 78 \text{ min} > 60 \text{ min}$$

Effetto dell'azione termica

Le temperature θ_a della flangia superiore, dell'anima, e della flangia inferiore della lamiera sono date dalla formula:

$$\theta_a = b_0 + b_1 \cdot \frac{1}{l_3} + b_2 \cdot \frac{A}{L_r} + b_3 \cdot \phi + b_4 \cdot \phi^2$$

I coefficienti b_i sono forniti nella tabella D.2 EN 1994-1-2, 2005, per calcestruzzo normale e classe di resistenza R120:

EFFETTO AZIONE TERMICA	b_0	b_1	b_2	b_3	b_4
Flangia inferiore	951	-1197	-2,32	86,4	-150,7
Anima	661	-833	-2,96	537,7	-351,9
Flangia superiore	340	-3269	-2,62	1148,4	-679,8

Si ottengono, pertanto, le seguenti temperature dopo 120 minuti di esposizione all'incendio standard:

SOLETTA	$\theta_a [^{\circ}\text{C}]$
Flangia inferiore	874,313

Anima	772,7057
Flangia superiore	669,4983

I valori delle temperature ottenuti consentono di valutare i coefficienti riduttivi delle resistenze caratteristiche delle varie parti della sezione (interpolando i valori presenti nella tabella 2.1 pag.38 del libro di testo, circa i “*fattori di riduzione per le relazioni tensione-deformazione dell’acciaio strutturale alle elevate temperature*”):

SOLETTA	$K_{y,\theta}$
Flangia inferiore	0,396796
Anima	0,197247
Flangia superiore	0,097156

Determinazione della capacità portante

La capacità portante della soletta può essere valutata ricavando il momento resistente positivo dall’equazione:

$$M_{fi,Rd,t}^+ = \sum_{i=1}^n A_i \cdot z_i \cdot k_{y,\theta,i} \cdot \left(\frac{f_{y,i}}{\gamma_{M,fi,a}} \right) + \alpha_{slab} \cdot \sum_{j=1}^m A_j \cdot z_j \cdot k_{c,\theta,j} \cdot \left(\frac{f_{c,j}}{\gamma_{M,fi,c}} \right)$$

Per il calcestruzzo si assume, con buona approssimazione, che non ci sia riduzione di resistenza; infatti, per il criterio di isolamento l’incremento di temperatura sulla parte non esposta al fuoco non può superare i 140°C.

CAPACITA' PORTANTE	$\theta_a(^{\circ}\text{C})$	Fattore di riduzione $K_{y,\theta}$	Area parziale $A_i(\text{mm}^2/\text{m})$	Sforzo complessivo $K_{y,\theta} \cdot f_{y,i} \cdot A_i$	
Flangia inferiore	874,31	0,40	515,94	53,62	KN/m
Anima	772,71	0,20	959,24	49,55	KN/m
Flangia superiore	669,50	0,10	515,94	13,13	KN/m

L’asse neutro si può ricavare mediante l’equazione di equilibrio alla traslazione:

$$\sum_{i=1}^3 A_i k_{y,\theta,i} \left(\frac{f_{y,i}}{\gamma_{M,fi,a}} \right) - \alpha_{slab} \cdot b \cdot \frac{f_c}{\gamma_{M,fi,c}} = 0$$

$$x = \frac{\sum_{i=1}^3 A_i \cdot k_{y,\theta,i} \cdot \left(\frac{f_{y,i}}{\gamma_{M,fi,a}} \right)}{\alpha_{slab} \cdot b \cdot \frac{f_c}{\gamma_{M,fi,c}}} = 5.47 \text{ mm}$$

(con $\gamma_{M,fi,a}$ e $\gamma_{M,fi,c}$ pari ad 1,00).

Lo sforzo complessivo nel calcestruzzo vale:

$$F_c = \alpha_{slab} \cdot b \cdot \frac{f_c}{\gamma_{M,fi,c}} \cdot x = 116.30 \text{ KN}$$

Il momento plastico resistente può essere valutato dall'equilibrio alla rotazione intorno al lembo superiore della soletta.

SOLETTA	Sforzo complessivo	Distanza baricentro	Momento i-esimo
	<i>KN /m</i>	<i>mm</i>	<i>KN m/m</i>
Flangia inferiore	53,62	120	6,43
Anima	49,55	92,5	4,58
Flangia superiore	13,13	65	0,85
cls	-116.30	2,74	-0,32
<i>M_{fi,Rd,t} (t=60min)</i>			11.55

Pertanto il momento resistente positivo a t = 60min di esposizione all'incendio standard vale:

$$M_{fi,Rd,t=60}^+ = 11.55 \frac{kNm}{m}$$

Verifica della resistenza della soletta a t=60min

$$\frac{M_{fi,sd}}{M_{fi,Rd,t=60}^+} = \frac{12.38}{11.55} > 1,00 \text{ (NON VERIFICATA)}$$

La verifica di resistenza per un tempo di esposizione pari a 60 minuti all'incendio standard non è soddisfatta.

Verifica della resistenza della soletta a $t=60min$

$$\frac{M_{fi,sd}}{M_{fi,Rd,t=60}^+} = \frac{12.38}{11.55} > 1,00 \quad (NON VERIFICATA)$$

La verifica di resistenza per un tempo di esposizione pari a 60 minuti all'incendio standard non è soddisfatta.

Calcolo della soletta con armatura aggiuntiva nelle nervature

Per incrementare la resistenza flessionale della soletta si dispongono barre aggiuntive nelle nervature. Beneficiando della protezione del calcestruzzo, le barre raggiungono temperature più basse rispetto alla lamiera e possono sostituire completamente o in parte la lamiera stessa nell'assorbimento delle tensioni di trazione. L'armatura può essere disposta all'interno della nervatura su diversi livelli ed in quantità diverse.

Caratteristiche barre di armatura:

$$\text{Acciaio B450C} \quad f_{ys} = 450 \text{ N/mm}^2$$

L'armatura aggiuntiva può essere progettata con riferimento alla percentuale meccanica

($\omega = A_s f_{sk} / A_p f_{yp}$), che esprime il rapporto tra il contributo meccanico dell'armatura aggiuntiva e quello della lamiera grecata. Nell'ipotesi progettuale cautelativa di trascurare il contributo della lamiera durante l'esposizione all'incendio, si può adottare una percentuale meccanica di armatura $\omega=1,00$ e posizionare l'armatura in corrispondenza del baricentro della lamiera, ottenendo così la stessa resistenza della soletta composta all'inizio del transitorio termico (tempo $t=0$ di esposizione all'incendio). Nel nostro caso abbiamo ipotizzato di posizionare l'armatura 1 ϕ 10 nel baricentro della nervatura, calcolando effettivamente la percentuale meccanica, come si evince dalla seguente tabella:

$A \text{ (mm}^2\text{)}$	$A_{tot} \text{ (mm}^2\text{/m)}$	ω
515.94	102.05	0.08

Effetti delle azioni termiche

La temperatura θ_s della barra è data dalla seguente formula:

$$\theta_s = c_0 + \left(c_1 \cdot \frac{u_3}{u_2} \right) + (c_2 \cdot z) + \left(c_3 \cdot \frac{A}{L_r} \right) + (c_4 \cdot \alpha) + \left(c_5 \cdot \frac{1}{l_3} \right)$$

I coefficienti c_i sono forniti dalla tabella D.3 EN 1994-1-2, 2005:

$c_0 [^{\circ}\text{C}]$	$c_1 [^{\circ}\text{C}]$	$c_2 [^{\circ}\text{C}/\text{mm}^{0,5}]$	$c_3 [^{\circ}\text{C}/\text{mm}]$	$c_4 [^{\circ}\text{C}]$	$c_5 [^{\circ}\text{C} \cdot \text{mm}]$
1191	-250	-240	-5.01	1.04	-925

Invece “z” è dato dalla formula:

$$\frac{1}{z} = \frac{1}{\sqrt{u_1}} + \frac{1}{\sqrt{u_2}} + \frac{1}{\sqrt{u_3}}$$

dove:

u_1 e u_2 sono le minime distanze (esprese in mm) del baricentro della barra dalle anime della nervatura;

u_3 è la distanza (esprese in mm) del baricentro della barra dalla flangia inferiore.

u1	u2	u3
33,34	33,34	27,5

$$\theta_s = 592.68^{\circ}$$

Verifica della capacità portante

SOLETTA	$\theta_s(^{\circ}\text{C})$	$K_{y,\theta,i}$	Area parziale (mm^2/m)	Sforzo complessivo KN/m
Flangia inferiore	874,31	0,40	515,94	53,62
Anima	772,71	0,20	959,24	49,55
Flangia superiore	669,50	0,10	515,94	13,13
Armatura	592,68	0,02	102.05	34.78

La profondità dell’asse neutro plastico è fornita dall’equilibrio alla traslazione:

$$x = \frac{\sum_{i=1}^3 A_i \cdot k_{y,\theta,i} \cdot \left(\frac{f_{y,i}}{\gamma_{M,fi,a}} \right)}{\alpha_{slab} \cdot b \cdot \frac{f_c}{\gamma_{M,fi,c}}} = 7.10 \text{ mm}$$

Il momento plastico resistente può essere valutato al solito dall'equilibrio alla rotazione intorno al lembo superiore della soletta. Dalla tabella seguente si evince come il contributo dell'armatura aggiuntiva sia preponderante rispetto a quello della lamiera, grazie alla bassa temperatura raggiunta.

SOLETTA	Sforzo complessivo (KN/m)	Distanza baricentro (mm)	$M_{fi,Rd,t}$ (KNm/m)
Flangia inferiore	53,62	120,00	6,43
Anima	49,55	92,50	4,58
Flangia superiore	13,13	65,00	0,85
Armatura	34,78	92,50	3,86
CLS normale	151,08	3,55	0,54
		$M_{fi,Rd,t}$ (t=120)	15.62

Pertanto il momento resistente della soletta con armatura aggiuntiva vale:

$$M_{fi,Rd,t=0}^+ = 15.62 \frac{kNm}{m}$$

e la verifica di resistenza porge:

$$\frac{M_{fi,sd}}{M_{fi,Rd,t=60}^+} = \frac{12.38}{15.62} < 1,00 \quad (VERIFICATA)$$

La verifica di resistenza della soletta per un tempo di esposizione di 60 minuti all'incendio standard risulta soddisfatta.

INTERAZIONE DI STRUTTURE CONTIGUE

Stima dello spostamento massimo della struttura adiacente:

$$\delta = \frac{1}{100} * H * \frac{a_g * S}{0.5g}$$

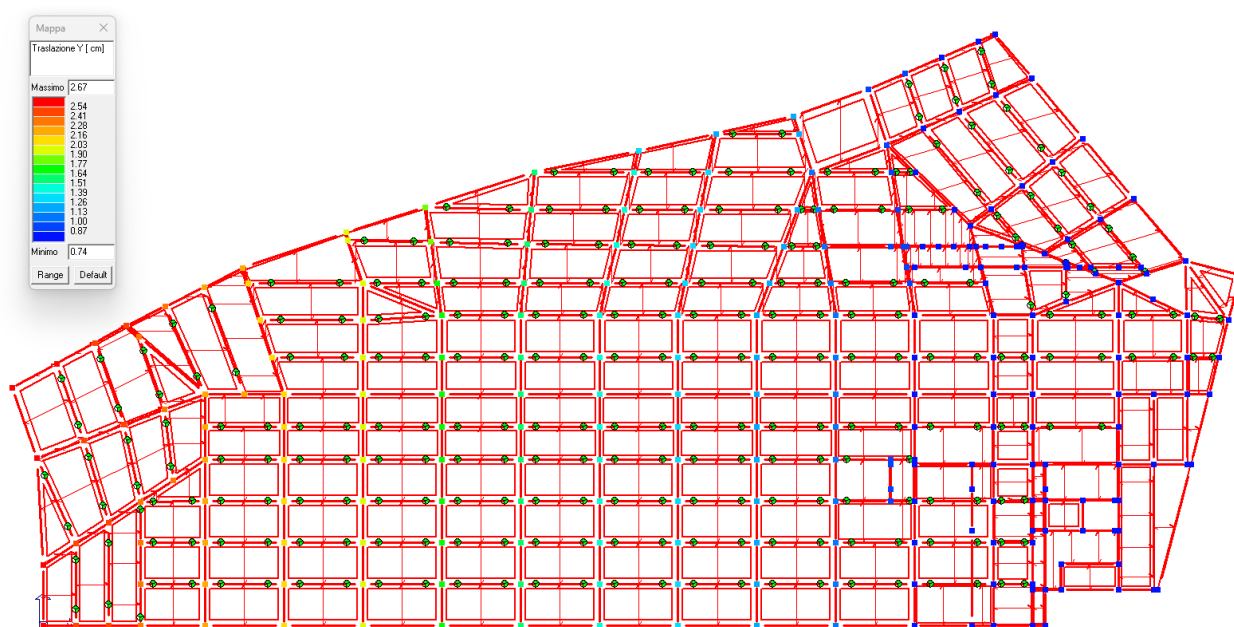
Distanza massima tra due punti di strutture contigue δ_{max} :

$$\delta_{max} \geq \frac{1}{100} * H * \frac{a_g * S}{0.5g}$$

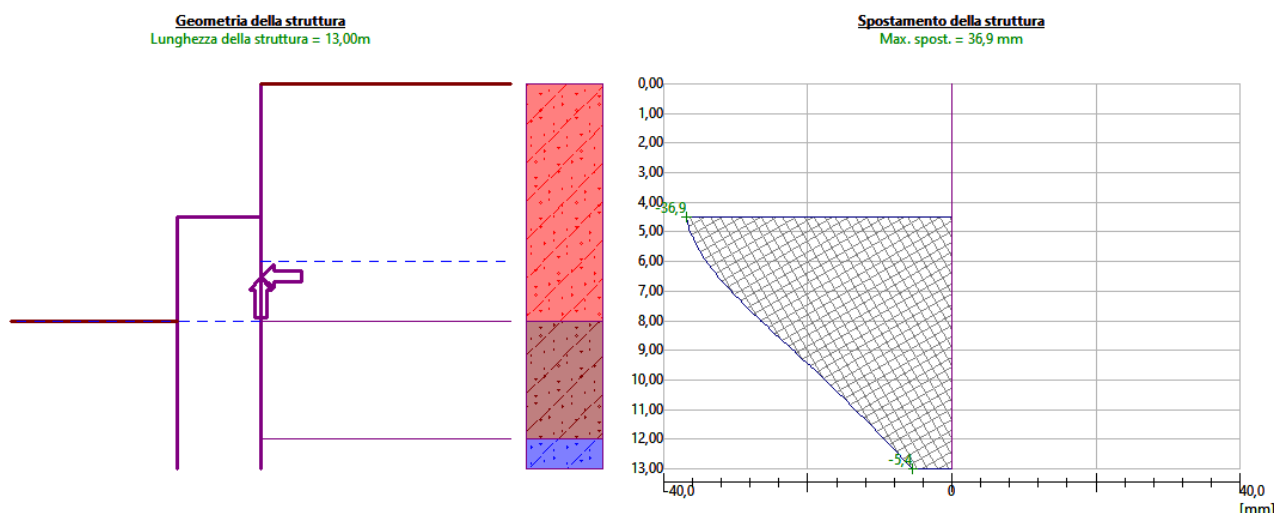
Lo spostamento massimo allo SLV della struttura in oggetto è:

Lo spostamento massimo della struttura in c.a al terzo impalcato a quota -0.50 in direzione Y allo SLV :è

$$\delta_{max} = 2.67 \text{ cm}$$



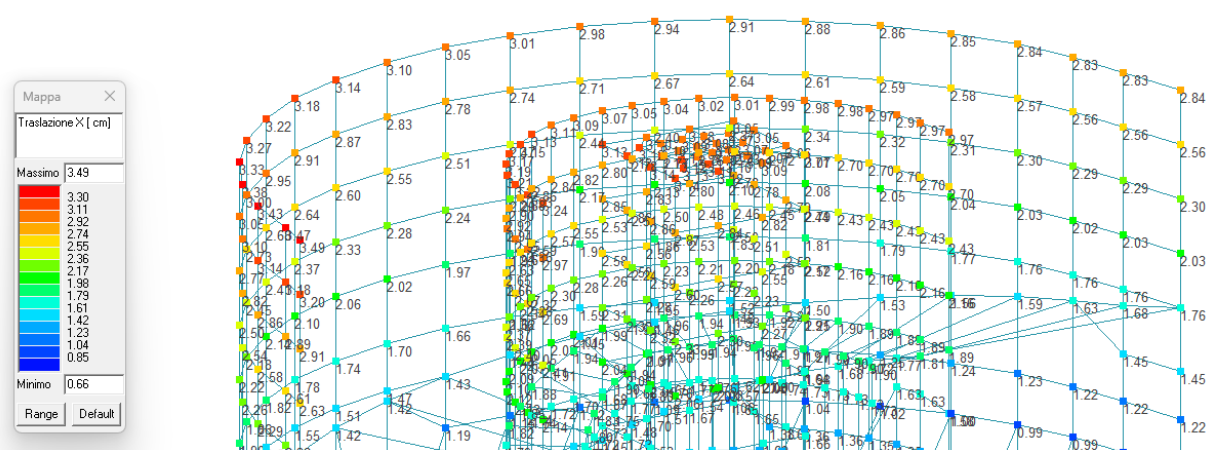
Confrontandolo con lo spostamento massimo stimato della struttura n.1 paratia e struttura n.2 rampa di collegamento piani interrati è possibile definire la dimensione minima del giunto sismico.



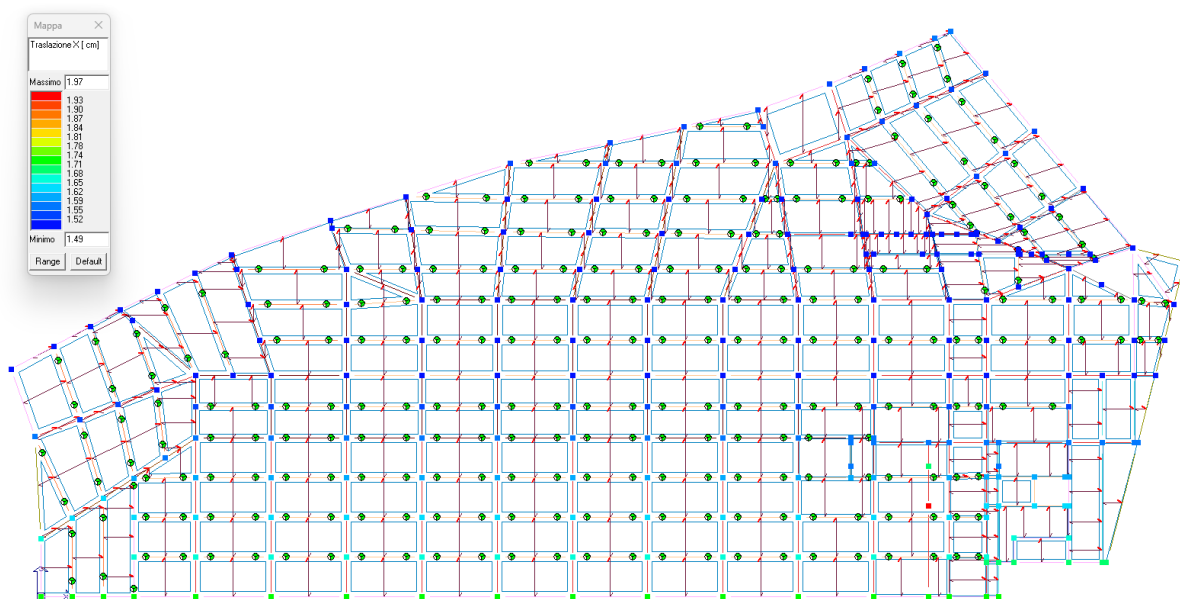
$$\delta_{max} = 3.7 \text{ cm}$$

Dimensione Giunto Sismico: 3.7+2.67 cm= 6.37 cm

Conforntando gli spostamenti tra la struttura n.2 rampa in c.a. e la struttura n.1 parcheggio, è possibile definire la dimensione minima del giunto sismico:



$$\delta_{max} = 3.49 \text{ cm}$$



Dimensione Giunto Sismico: $1.97 + 3.49 \text{ cm} = 5.46 \text{ cm}$

La distanza dagli edifici adiacenti come si evince anche dalle tavole grafiche esecutive, risulta di 6cm e quindi idoneo ad evitare il fenomeno del martellamento durante l'evento sismico.

MATERIALI UTILIZZATI

STRUTTURA N.1 – N.2 -N3 (fondazione)

CEMENTO ARMATO ORDINARIO

Si utilizza del calcestruzzo strutturale con classe di esposizione XC2 per le strutture di fondazione e classe di resistenza minima C25/30, con R_{ck} 300 Kg/cm².

La fornitura del cemento sarà effettuata con l'osservanza delle condizioni e modalità di cui all'art.3 della legge 26/5/1965 n.595. Deve essere impiegato esclusivamente cemento rispondente a quanto stabilito dal R.D. 16/11/1939 n.2229 e la rispondenza sarà comprovata da certificati ufficiali. Il cemento dovrà essere conservato esclusivamente in locali coperti, asciutti e privi di correnti d'aria.

Sabbia

La sabbia dovrà essere prelevata esclusivamente da fiumi e da fossi; dovrà essere costituita da elementi prevalentemente silicei, di forma angolosa e di grossezza assortita; dovrà essere aspra al tatto e senza lasciare traccia di sporco; dovrà essere esente da cloruri e scevra di materie terrose, argillose, limacciose e polverulenti; non dovrà contenere fibre organiche, oltre a quanto stabilito dall'art.6 del citato R.D. 16/11/1939 n.2229, la corrispondenza granulometrica della sabbia potrà essere anche quella eventualmente migliore che risulti da diretta esperienza sui materiali impiegati.

Ghiaia e Pietrisco

La ghiaia dovrà essere formata da materiali resistenti, inalterabili all'aria, all'acqua ed al gelo, gli elementi dovranno essere pulitissimi ed esenti da cloruri e da materiali polverulenti; dovranno essere esclusi elementi a forma di ago e di piastrelle. Oltre a rispondere ai requisiti richiesti dall'art.7 del R.D. 16/11/1939 n.2229, la composizione dell'aggregato ghiaia-sabbia dovrà essere quella eventualmente migliore che risulta da esperienza diretta sui materiali impiegati. Ad ogni modo la dimensione massima della ghiaia sarà commisurata per l'assestamento del getto, ai vuoti tra le armature e tra i casseri tenendo presente che il diametro massimo dell'inerte non deve superare 0,6-0,7 volte la distanza minima tra due ferri contigui e dovrà essere inferiore ad 1/4 della dimensione minima della struttura.

Il pietrisco e la graniglia dovranno provenire dalla spezzatura di rocce silicee, basaltiche, porfiree, granitiche e calcaree, rispondenti in genere ai requisiti prescritti per pietre naturali nonché a quelli prescritti per la ghiaia al precedente punto. Dovrà essere escluso il pietrisco proveniente dalla frantumazione di scaglie di residui di cave.

Acqua

L'acqua dovrà essere dolce, limpida non aggressiva e priva di terre. Non dovranno essere impiegate acque eccessivamente dure o ricche di solfati o cloruri; acque di rifiuto, anche se limpide, se provenienti da fabbriche di qualsiasi genere; acque contenenti argilla, humus, limo; acque contenenti residui grassi, oleosi o zuccherini; acque piovane.

Fermo restando quanto disposto dall'art.2 del predetto R.D. 16/11/1939 n.2229, e ritenuto che l'eccesso di acqua costituisce causa fondamentale della riduzione di resistenza del conglomerato, nella determinazione della qualità dell'acqua, per l'impasto si dovrà tenere conto anche di quella contenuta negli inerti.

La consistenza del conglomerato - nel caso i componenti non superino i 30 mm ed il rapporto acqua-cemento sia superiore a 0,5 - sarà determinata in cantiere dal cono di Abrams.

ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO ORDINARIO

Non si devono porre in opera armature eccessivamente ossidate, con corrosioni che ne menomino la resistenza o ricoperte da sostanze che possano ridurne sensibilmente l'aderenza al conglomerato ed in ogni caso dovranno rispondere a tutti i requisiti riportati nel par. 11.3.2. del D.M. 17/01/2018.

L'acciaio utilizzato è del tipo B450C.

Acciaio per c.a B450C

Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
Diametro massimo utilizzabile	$\Phi_{\max} \leq 40 \text{ mm}$
Modulo elastico medio	$E_a = 205.000 \text{ N/mm}^2$
Tensione ammissibile (combinazione rara)	$0.70 f_{yk} = 315 \text{ N/mm}^2$

STRUTTURA N.3

ACCIAIO DA CAPRENTERIA METTALICA S355

Elementi utilizzati: Classe S355

Caratteristiche meccaniche "Acciaio S355":

$$f_{tk} = 510 MP_a$$

$$f_{yk} = 355 MP_a$$

$$E_s = 210 MP_a$$

TIPOLOGIA DI SALDATURA PREVISTA

Esclusivamente da effettuarsi in officine con apparecchiatura a filo continuo di classe 1.

La tipologia di saldatura è quella a fusione, con o senza materiale di apporto, e il filo di saldatura utilizzato è di tipo SG2, particolarmente consigliato per acciaio S355, ed ha le seguenti caratteristiche:

- Caratteristiche meccaniche:
 1. Resistenza a trazione: RM=560N/mm2;
 2. Resistenza di dilatazione: RS=460N/mm2;
 3. Allungamento misurato prima della rottura: A5d (%) = 26
 4. Lavoro di resilienza: KV (J)(- 40°C) ≥ 80
- Composizione chimica media:
 5. Carbonio: C = 0,07%;
 6. Manganese: Mn =1,7%;
 7. Silicio: Si = 0,9%;
 8. Fosforo: P = 0,02%;
 9. Zolfo: S = 0,02%.

I saldatori utilizzati per la costruzione delle strutture devono essere certificati secondo la **UNI EN ISO 9606-1:2013** "Prove di qualificazione dei saldatori –Saldatura per fusione – Parte 1: Acciai".

BULLONERIA UTILIZZATA

BULLONERIA					
Nelle unioni con bulloni si assumono le seguenti resistenze di calcolo:					
STATO DI TENSIONE					
CLASSE VITE	ft	fy	fk,N	fd,N	fd,V
	(N/mm2)	(N/mm2)	(N/mm2)	(N/mm2)	(N/mm2)
4.6	400	240	240	240	170
5.6	500	300	300	300	212
6.8	600	480	360	360	255
8.8	800	640	560	560	396
10.9	1000	900	700	700	

SCELTA E DIMENSIONAMENTO/VERIFICA DEL VETRO STRUTTURALE

Considerando la pressione massima del carico da neve agente sul vetro di copertura è stato possibile definire uno spessore minimo delle lastre di vetro.

Proprietà fisiche del vetro, in riferimento alla normativa CNR-DT 210/2013:

Peso specifico: 2700 kg/mc

Modulo di YOUNG: 70000MPa

Per la copertura sono stati considerati vetri accoppiati di sicurezza tipo (VSG).

Inoltre i vetri di sicurezza devono garantire delle prestazioni minime definite dalla norma UNI 7697:2015, ossia :

Pericolo di caduta dall'alto deve avere una classificazione 1B1

prospetto 1 Prestazioni minime delle lastre da utilizzare nelle applicazioni (per le applicazioni puntuali vedere anche punto 9.4) (Continua)

Applicazioni vetrarie (elenco indicativo e non limitativo)		Punti pertinenti ad azioni e/o sollecitazioni principali	Punti pertinenti a danni e/o rischi	Lastre		Vetrata isolante							
				Stratificato di sicurezza	Temprato di sicurezza	Lastre esterne		Lastre interne					
						Stratificato di sicurezza	Temprato di sicurezza	Stratificato di sicurezza	Temprato di sicurezza				
6- In coperture, pensiline, tette, lucernari e similari	Per ogni destinazione d'uso	6.1 6.2 6.3	7.1 7.2	X PR (vedere nota 4)	Non applicabile			X PR (vedere nota 4)	Non applicabile				
7- In pareti di cabine, ripari vetrati, spazi pubblicitari, barriere (di incanalamento folle e similari)	7A - Senza rischio di caduta nel vuoto	6.1 6.4 6.7	7.1	2B2	1C2	2B2	1C2	2B2	1C2				
	7B - Con rischio di caduta nel vuoto	6.1 6.4 6.7	7.2	1B1	Non applicabile	(vedere punto 1B del presente prospetto)							
8- In arredi ed accessori di interni	8A - Arredi di luoghi pubblici ove non coperti da norme specifiche	6.7	7.1	2B2	1C3	X	X	X	X				
	8B - Frigoriferi ed altri elettrodomestici ove non coperti da norme specifiche	6.2 6.5 6.7	7.1	X	1C3	X	X	X	X				
	8C - Pareti doccia	6.7		UNI EN 14428									
	8D - Box doccia	6.7		UNI EN 15200									
9- In schermi solari	Frangisole, sistemi schermanti	6.1 6.2 6.3 6.4 6.7	7.1	2B2	Non applicabile	Non applicabile							
10- In altre applicazioni	10A - Resistenza al fuoco	6.10		UNI EN 357									
	10B - Resistenza alle esplosioni	6.6		UNI EN 13541									

VETRO DI TIPO “ESG”:

Con rischio di caduta nel vuoto, il vetro temprato di sicurezza deve possedere una classe di resistenza minima 1; si consiglia uno spessore l'uso del vetro di tipo 33.2 – P1A

Esistono fondamentalmente due tipi di vetro: **vetro accoppiato di sicurezza (VSG)** e **vetro temprato di sicurezza (ESG)**. Il **vetro accoppiato di sicurezza** è costituito da due lastre di vetro, incollate tra di loro mediante una pellicola resistente allo strappo, che in caso di frattura lega i frammenti di vetro, prevenendo possibili lesioni. La pellicola inoltre rende più difficoltoso lo sfondamento della lastra, di modo che questi vetri possano essere impiegati anche in qualità di vetri anticaduta e per gli elementi vetrati del tetto. Le pellicole maggiormente utilizzate hanno uno spessore di 0,38 mm, di 0,76 mm e di 1,52 mm. Per assicurare una protezione di base contro le lesioni, è sufficiente che la pellicola abbia uno spessore di 0,38 oppure di 0,76 mm. Laddove è richiesta una maggiore sicurezza antisfondamento e anticaduta è

necessario ricorrere ad uno spessore di 0,76 e di 1,52 mm. I vetri accoppiati di sicurezza FINSTRAL si chiamano Multiprotect.



I vantaggi dei vetri Multiprotect:

- efficacia antinfortunistica
- elevata resistenza antieffrazione in differenti classi di sicurezza
- vetro anticaduta
- elevato isolamento acustico
- protezione totale dai raggi solari per gli arredi all'interno dei diversi ambienti

FINSTRAL Multiprotect

Tipologia vetro	Classe antieffrazione (EN 356)	Efficacia antieffrazione	Classe di resistenza all'impatto (EN 12600)	Efficacia antinfortunistica
VSG 33.1	nessuna (1 pellicola, 0,38 mm)	scarsa	2 (B) 2	alta
VSG 33.2	P1A (2 pellicole, 0,76 mm)	media	1 (B) 1	molto alta
VSG 44.2	P2A (2 pellicole, 0,76 mm)	media	1 (B) 1	molto alta
VSG 44.4	P4A (4 pellicole, 1,52 mm)	alta	1 (B) 1	molto alta
VSG 44.6	P5A (6 pellicole, 2,28 mm)	molto alta	1 (B) 1	molto alta

La classificazione di queste classi è stata ottenuta dalla cosiddetta “Prova del Pendolo” e il metodo di prova è riportato nella normativa UNI-12600.

Per tipologie differenti da quelle appena indicate, è necessario ottenere dal produttore le specifiche tecniche e caratteristiche meccaniche conformi alla destinazione d'uso, per cui saranno scelti.

INFORMAZIONI SULL'ANALISI SVOLTA NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- D.M 17.01.2018 - Nuove Norme tecniche per le costruzioni;
- Circ. Ministero Infrastrutture e Trasporti 21 Gennaio 2019, n. 7 Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17 gennaio 2018;

REFERENZE TECNICHE (Cap. 12 D.M. 17.01.2018)

UNI EN 206-1/2001 - Calcestruzzo. Specificazioni, prestazioni, produzione e conformità.

UNI EN 1998-1 – Azioni sismiche e regole sulle costruzioni

Le norme NTC 2018, precisano che la sicurezza e le prestazioni di una struttura o di una parte di essa devono essere valutate in relazione all'insieme degli stati limite che verosimilmente si possono verificare durante la vita nominale.

STATI LIMITE ADOTTATI IN RELAZIONE ALLA PRESTAZIONE ATTESA

Le prestazioni della struttura e la vita nominale sono riportati nei successivi tabulati di calcolo della struttura.

In particolare è stata verificata:

la sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi (SLU):

Stato limite di salvaguardia della vita SLV, a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali; Per le verifiche sono stati utilizzati i coefficienti parziali relativi alle azioni ed alle resistenze dei materiali in accordo a quanto previsto dal D.M. 17.01.2018 per i vari tipi di materiale. I valori utilizzati sono riportati nel fascicolo delle elaborazioni numeriche allegate.

Stato limite di salvaguardia del collasso SLC, a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza per azioni verticali orizzontale;

la sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi (SLE):

Stato limite di operatività SLO, a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti in relazione alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

Sato limite di danno SLD, a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature;

In accordo al §7.3.6 – NTC18, le verifiche degli elementi strutturali primari (ST) si eseguono, come sintetizzato nella tabella 7.3.III, in dipendenza della Classe d'uso (CU):

- Nel caso di comportamento strutturale non dissipativo, in termini di rigidezza (RIG) e di resistenza (RES), senza applicare le regole specifiche dei dettagli costruttivi e della progettazione in capacità;

Le verifiche degli elementi non strutturali (NS) e degli impianti (IM) si effettuano in termini di funzionamento (FUN) e stabilità (STA), come sintetizzato nella tabella 7.3.III, in dipendenza della classe d'uso (CU).

Tab. 7.3.III – Stati limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti

STATI LIMITE		CU I	CU II			CU III e IV		
		ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM ^(*)
SLE	SLO					RIG		FUN
	SLD	RIG	RIG			RES		
SLU	SLV	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA
	SLC		DUT ^(**)			DUT ^(**)		

^(*) Per le sole CU III e IV, nella categoria Impianti ricadono anche gli arredi fissi.

^(**) Nei casi esplicitamente indicati dalle presenti norme.

Le verifiche allo stato limite di collasso (SLC), a meno di specifiche indicazioni, si svolgono soltanto in termini di duttilità e solo qualora le verifiche in duttilità siano espressamente richieste (§7.3.6.1 – NTC18). A tal proposito, in accordo al §7.3.6.1 – NTC18, **le verifiche di duttilità non sono dovute nel caso di progettazione con $q \leq 1.5$.**

Inoltre, poiché la struttura ha una classe d'uso IV, ed adottando un comportamento NON dissipativo le verifiche strutturali (ST), le verifiche degli elementi non strutturali (NS) e degli impianti verranno eseguite solo allo SLO, SLE, SLV.

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_o : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T^*c : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

Parametri della struttura					
Classe d'uso	Vita V_n [anni]	Coeff. Uso	Periodo V_r [anni]	Tipo di suolo	Categoria topografica
IV	50.0	2	100	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 $S = S_s * S_t$ (3.2.5)

F_o 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.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva tabella:

Stati Limite P_{VR} :		Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Viene di sotto riportata la maschera contenente le informazioni prima citate, sviluppate dal software della 2SI S.r.l., che a partire dalle coordinate del sito oggetto di intervento, fornisce i parametri di pericolosità sismica da considerare ai fini del calcolo strutturale:

Vertici della maglia elementare INGV [riferimento ED50]

Id nodo	Longitudine	Latitudine	Distanza [km]
27848	12.615	42.032	2.663
27849	12.682	42.032	5.441
27627	12.682	42.082	5.664
27626	12.614	42.082	3.117

Coordinate geografiche [riferimento WGS84]

Località:

Longitudine: Latitudine:

☐ Applica la Risposta Sismica Locale

Parametri per le forme spettrali

	P_{ver}	T_r	a_g [g]	F_o	T^*c
SLO	81	45.16	0.0548	2.533	0.268
SLD	63	75.43	0.0663	2.531	0.281
SLV	10	711.84	0.1446	2.516	0.323
SLC	5	1462.18	0.1801	2.518	0.330

Parametri e fattori spettrali

S.L.	a_g	S	F_o	F_v	TB	TC	TD
SLO	0.055	1.500	2.533	0.800	0.145	0.435	1.819
SLD	0.066	1.500	2.531	0.880	0.150	0.449	1.865
SLV	0.145	1.482	2.516	1.292	0.164	0.492	2.178
SLC	0.180	1.428	2.518	1.443	0.167	0.500	2.320

STRUTTURA N.1

SCHEMATIZZAZIONE DEI CASI DI CARICO

E' possibile definire i casi di carico scegliendo fra le dodici tipologie elencate nella tabella seguente:

	Tipo CDC	Descrizione
1	Ggk	caso di carico comprensivo del peso proprio struttura
2	Gk	caso di carico con azioni permanenti
3	Qk	caso di carico con azioni variabili
4	Gsk	caso di carico comprensivo dei carichi permanenti sui solai e sulle coperture
5	Qsk	caso di carico comprensivo dei carichi variabili sui solai
6	Qnk	caso di carico comprensivo dei carichi di neve sulle coperture
7	Qtk	caso di carico comprensivo di una variazione termica agente sulla struttura
8	Qvk	caso di carico comprensivo di azioni da vento sulla struttura
9	Esk	caso di carico sismico con analisi statica equivalente
10	Edk	caso di carico sismico con analisi dinamica
11	Etk	caso di carico comprensivo di azioni derivanti dall' incremento di spinta delle terre in condizione sismica
12	Pk	caso di carico comprensivo di azioni derivanti da coazioni, cedimenti e precompressioni

I casi di carico utilizzati nella modellazione oggetto della presente relazione sono i seguenti:

TABELLA_CASI_DI_CARICO			
CDC	Tipo CDC	Sigla Id	Note
1	Ggk	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)	
2	Gk	CDC=G1k (permanente generico)	
3	Qk	CDC=Qk (variabile generico)	
4	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. +)	
5	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. -)	
6	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. +)	
7	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. -)	
8	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. +)	
9	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. -)	
10	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. +)	
11	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. -)	

Legenda

Tipo CDC Indica il tipo di caso di carico

DEFINIZIONE DELLE COMBINAZIONI

Le combinazioni previste per i diversi casi di carico (CDC) seguono le regole previste dalla Normativa vigente e sono destinate al controllo di sicurezza della struttura e alla verifica degli spostamenti e delle sollecitazioni.

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

Combinazione fondamentale SLU

$$\gamma G_1 \cdot G_1 + \gamma G_2 \cdot G_2 + \gamma P \cdot P + \gamma Q_1 \cdot Q_{k1} + \gamma Q_2 \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma Q_3 \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione caratteristica (rara) SLE

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione frequente SLE

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione quasi permanente SLE

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite connessi alle azioni eccezionali

$$A_d + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Dove:

NTC 2018 Tabella 2.5.I

Destinazione d'uso/azione	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Categoria A residenziali	0,70	0,50	0,30
Categoria B uffici	0,70	0,50	0,30
Categoria C ambienti suscettibili di affollamento	0,70	0,70	0,60
Categoria D ambienti ad uso commerciale	0,70	0,70	0,60
Categoria E biblioteche, archivi, magazzini, ...	1,00	0,90	0,80
Categoria F Rimesse e parcheggi (autoveicoli $\leq 30\text{kN}$)	0,70	0,70	0,60
Categoria G Rimesse e parcheggi (autoveicoli $> 30\text{kN}$)	0,70	0,50	0,30
Categoria H Coperture	0,00	0,00	0,00
Vento	0,60	0,20	0,00
Neve a quota $\leq 1000\text{ m}$	0,50	0,20	0,00
Neve a quota $> 1000\text{ m}$	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 γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali (Non compiutamente definiti)	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

CALCOLO FATTORE DI COMPORTAMENTO

Principali caratteristiche della struttura	
Opera di nuova realizzazione	SI
Struttura regolare in pianta	NO
Struttura regolare in altezza	NO
Classe di duttilità	ND struttura non dissipativa
Analisi per carichi non sismici	SI
Analisi sismica	Dinamica lineare
Verifica SLD di resistenza	SI

Fattori di comportamento utilizzati SLU			
	Dissipativi	Verifiche fragili	Non Dissipativi
q SLU x	1.50	1.00	1.50
q SLU y	1.50	1.00	1.50
q SLU z	1.50	-	-

Fattori di comportamento utilizzati SLD	
q SLD x	1.00
q SLD y	1.00
q SLD z	1.00
Eta SLO	1.00

Calcolo dei fattori di comportamento secondo il D.M. 17/01/2018

Caratteristiche costruzione	
Tipologia	Nuova
Regolarità pianta	NO
Regolarità altezza	NO
Classe di duttilità	ND
Sistema costruttivo	Calcestruzzo
Tipologia strutturale	Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste
Definizione rapporto α_u/α_1	Media tra 1 e il valore da normativa
Riferimento normativo α_u/α_1	Strutture a pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti

Parametri	
α_u/α_1	1.100
$q_0 = 3.000 \alpha_u/\alpha_1$	3.300
k_w	1.000
K_R	0.8
$q_D = q_0 \cdot k_w \cdot K_R$	2.640
$q_{ND} = 2/3 \cdot q_D$	1.500 (≤ 1.5)

Fattori di comportamento		
	Dissipativi	Non dissipativi
q SLU x	2.640	1.500
q SLU y	2.640	1.500
q SLU z	1.500	1.500

Si riportano di seguito, per completezza, le videate delle opzioni così come impostate nel programma:

Classe d'uso

☐ I edifici di minor importanza per la sicurezza pubblica [edifici agricoli...]

☐ II edifici ordinari

☐ III edifici importanti in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso (scuole, teatri...)

☒ IV edifici la cui funzionalità ha importanza fondamentale per la protezione civile (ospedali, municipi...)

Pericolosità e zonazione

pericolosità sismica

agS per SLV:

Modalità di progettazione semplificata per agS<0.075 ☐

Strutture esistenti

☒ LC1: conoscenza limitata

☐ LC2: conoscenza adeguata

☐ LC3: conoscenza accurata

Fattore di confidenza FC:

Categoria di suolo di fondazione

☐ A Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi ...

☐ B Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti ...

☒ C Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti ...

☐ D Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti ...

☐ E Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D ...

Categoria topografica

☒ T1

☐ T2 in sommità al pendio

☐ T3 in cresta al rilievo con moderata

☐ T4 in cresta al rilievo

quota relativa (%)

Spettri di progetto

☐ Usa spettri esterni

Parametri e fattori spettrali

S.L.	ag	S	Fo	Fv	TB	TC	TD
SLO	0.061	1.500	2.535	0.845	0.147	0.442	1.844
SLD	0.074	1.500	2.539	0.930	0.153	0.458	1.894
SLV	0.159	1.460	2.516	1.353	0.166	0.497	2.235
SLC	0.196	1.404	2.520	1.505	0.167	0.502	2.383

Verticale per tutti: 1.000

eta SLO q SLD x q SLD y q SLD z q SLU x q SLU y q SLU z

1.0 1.0 1.0 1.0 1.5 1.5 1.5 [Aiuto...](#)

[Smorzamento...](#) 1.0 1.0 <= Esistenti v. fragili

Duttilità

☒ ND - non dissipativa

☐ B - media

☐ A - alta

Regolarità

☐ in pianta

☐ in altezza

Edifici isolati

2.0 T is

10.0 s esi

[Info...](#)

Dati comuni per le analisi

Quota spiccato [cm] -680.0

Contributo carichi in fondazione ☐

Eccentricità aggiuntiva X: 5 Y: 5

ex. muratura

Spost. relativo rapp. SLC/SLD 5

Dati per analisi dinamica

N. modi 27 N. modi rigidi 0

Dati per analisi statica lineare e non lineare

Altezza edificio [cm] 1360.0

Fatt. Lambda [0.85 - 1] 0.85

Calcola periodi T1

Periodo T1 [primo modo] 0.3

Sd (T1) - SLU 0.389

Se (T1) - SLD 0.28

Rapp T1/TrZ 1.205 1.477

dir. x-x 0.3

dir. y-y 0.389

dir. z-z 0.072

0.034

suggerito:

Accelerazione uniforme [Fi=Fh] ☐ NO

Eccentricità convenzionale con momenti Mz ☐ NO

Usa spostamenti medi di piano per pushover ☒ SI

C.D.C. sismico

C.D.C.

Analisi modale di riferimento

Nodo cont. 0 (**)

Modo rifer. 0 (**)

[Sfoglia...](#)

Sisma	LC 1	LC 2	LC 3 [°]
LC U 4	1.00	1.00	0.80
LC U 5	1.00	1.00	0.80
LC U 6	1.00	1.00	0.80
LC U 7	1.00	1.00	0.80
LC D 8	1.00	1.00	0.80
LC D 9	1.00	1.00	0.80
LC D 10	1.00	1.00	0.80

NOTA: (*) coefficienti per carichi variabili Q

cdc Qk : utilizzare psi 2

cdc Qsk/Qnk : utilizzare di regola 1 (psi 2 da archivio carico)

(**) 0 per default in pushover

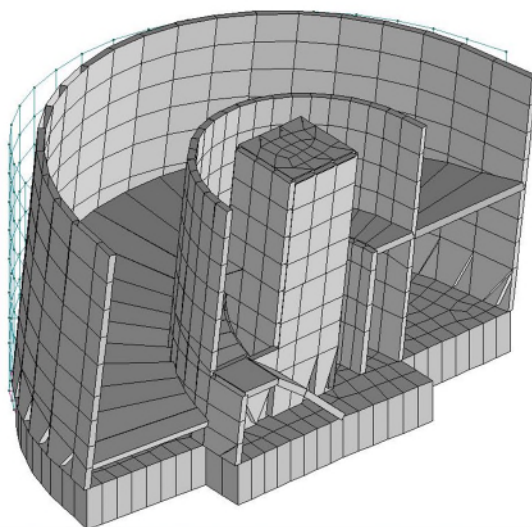
[Definizione masse automatica](#)

Si riportano di seguito gli SPETTRI di input sismico e le caratteristiche dinamiche proprie della struttura, pertanto in assenza di eccentricità aggiuntive:

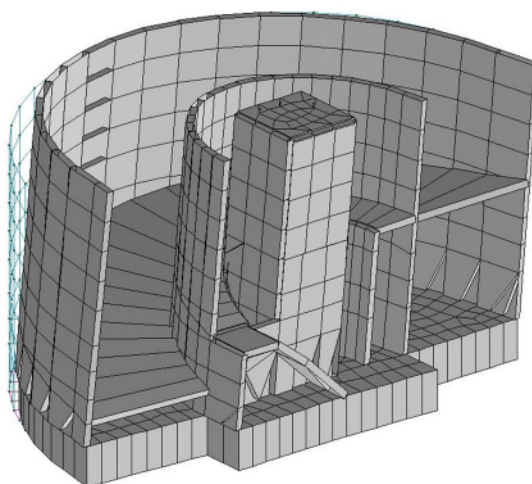
ANALISI_MODALE_NO_ECCENTRICITA										
Modo	Frequenza	Periodo	X M efficace x g	%	Y M efficace x g	%	Z M efficace x g	%	RZ M efficace x g	%
-	Hz	sec	kN	-	kN	-	kN	-	kN m2	-
1	1.59	0.63	1591.3	65	118.0	4	10.5	0	0.1	2

ANALISI_MODALE_NO_ECCENTRICITA										
Modo	Frequenza	Periodo	X M efficace x g	%	Y M efficace x g	%	Z M efficace x g	%	RZ M efficace x g	%
-	Hz	sec	kN	-	kN	-	kN	-	kN m2	-
2	2.01	0.50	120.1	4	1636.9	67	0.5	0	0.2	4
3	2.45	0.41	16.5	0	7.5	0	1.75e-02	0	5.0	92
4	3.62	0.28	62.2	2	5.22e-03	0	2323.1	95	4.42e-03	0
5	3.97	0.25	14.9	0	641.0	26	4.7	0	2.40e-05	0
6	4.38	0.23	622.2	25	23.0	0	88.3	3	4.82e-02	0

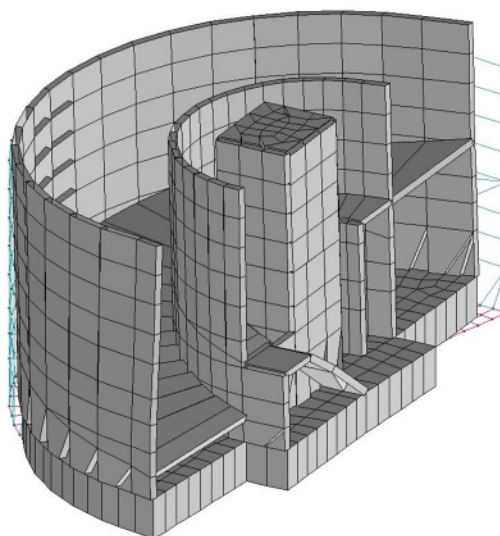
RISULTATI Dyn. 4 Modo 1 Freq.= 1.58 Hz T= 0.63 s
Deformata solida + indef. [cm]



RAMPA
RISULTATI Dyn. 4 Modo 2 Freq.= 2.01 Hz T= 0.50 s
Deformata solida + indef. [cm]



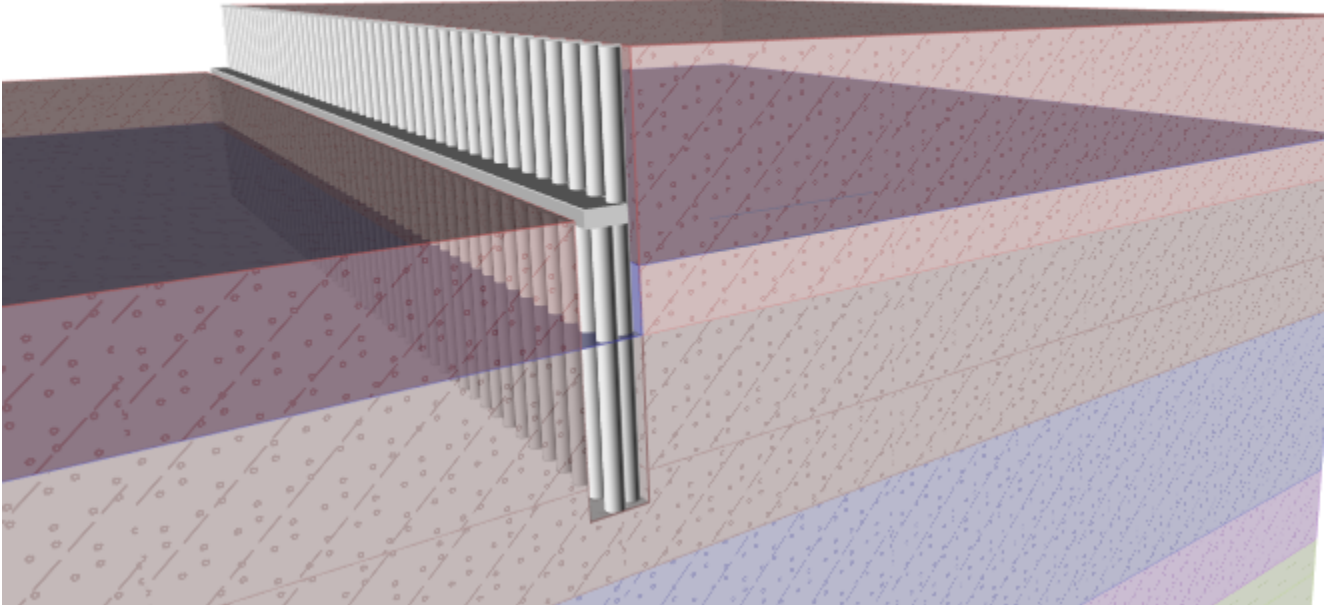
RAMPA
RISULTATI Dyn. 4 Modo 3 Freq.= 2.46 Hz T= 0.41 s
Deformata solida + indef. [cm]



RAMPA

STRUTTURA N.2

Modello 3D



Analisi della pressione

Metodologia di verifica : secondo la normativa EN 1997
 Calcolo spinta attiva terreno : Coulomb
 Calcolo spinta passiva terreno : Caquot-Kerisel
 Metodo di analisi : pressioni dipendenti
 Analisi sismica : Mononobe-Okabe
 Modulo di reazione del terreno : inserimento
 Approccio progettuale : 3 - riduzione delle azioni (GEO, STR) e dei parametri del terreno

Coefficienti parziali per le azioni (A)						
Situazione di progetto permanente						
		Condizioni STR		Condizioni GEO		
		Sfavorevole	Favorevole	Sfavorevole	Favorevole	
Coeff. parziale azioni permanenti :	$\gamma_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]	1,00 [-]	1,00 [-]	
Coeff. parziale azioni variabili :	$\gamma_Q =$	1,50 [-]	0,00 [-]	1,30 [-]	0,00 [-]	
Carico idrico :	$\gamma_w =$			1,00 [-]		

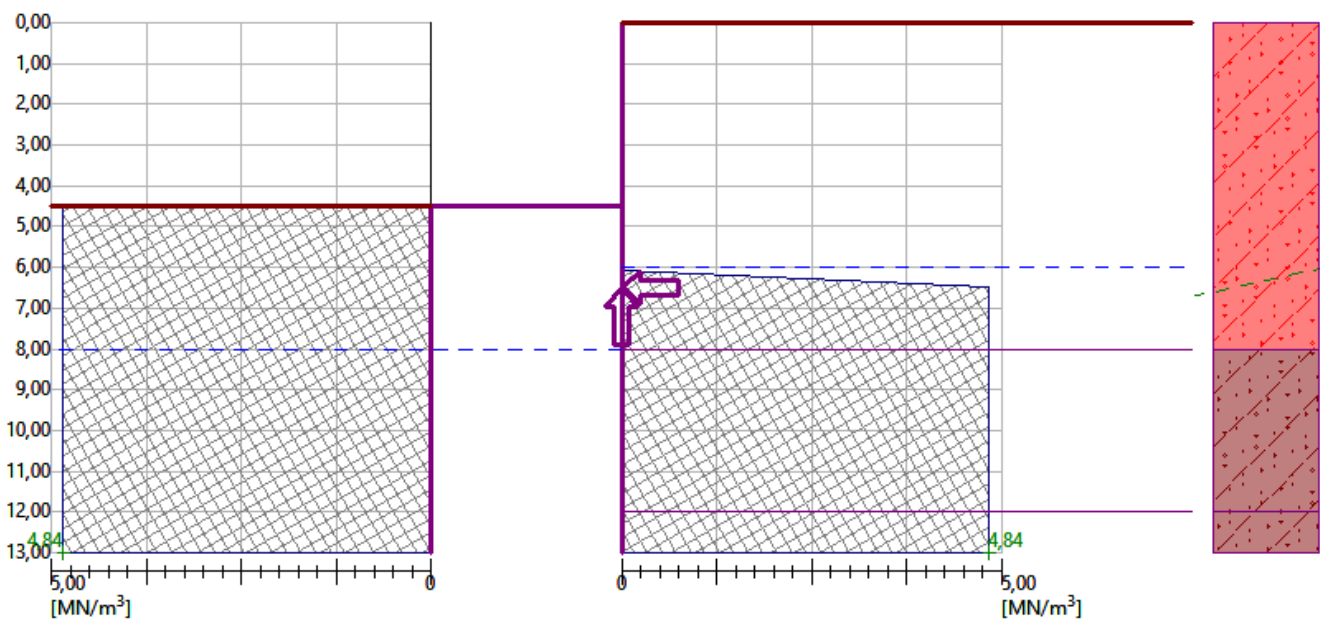
Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (M)		
Situazione di progetto permanente		
Coeff. parziale angolo di resistenza al taglio :	$\gamma_\phi =$	1,25 [-]
Coeff. parziale della coesione efficace :	$\gamma_c =$	1,25 [-]
Coeff. parziale della resistenza non drenata :	$\gamma_{cu} =$	1,40 [-]
Coeff. parziale su coefficiente di Poisson :	$\gamma_v =$	1,00 [-]

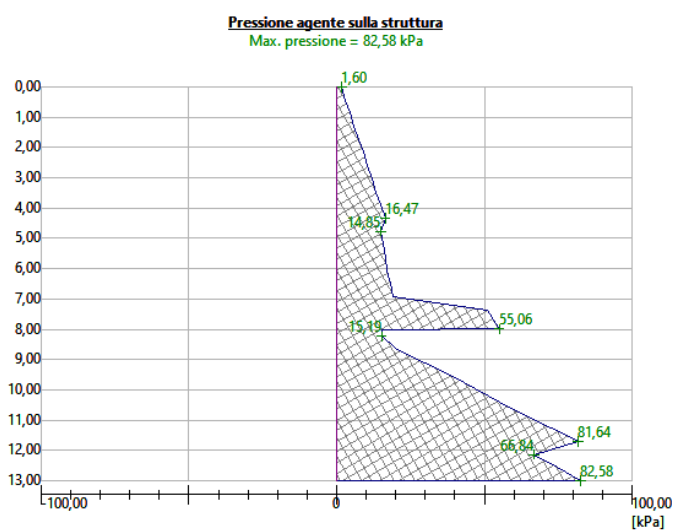
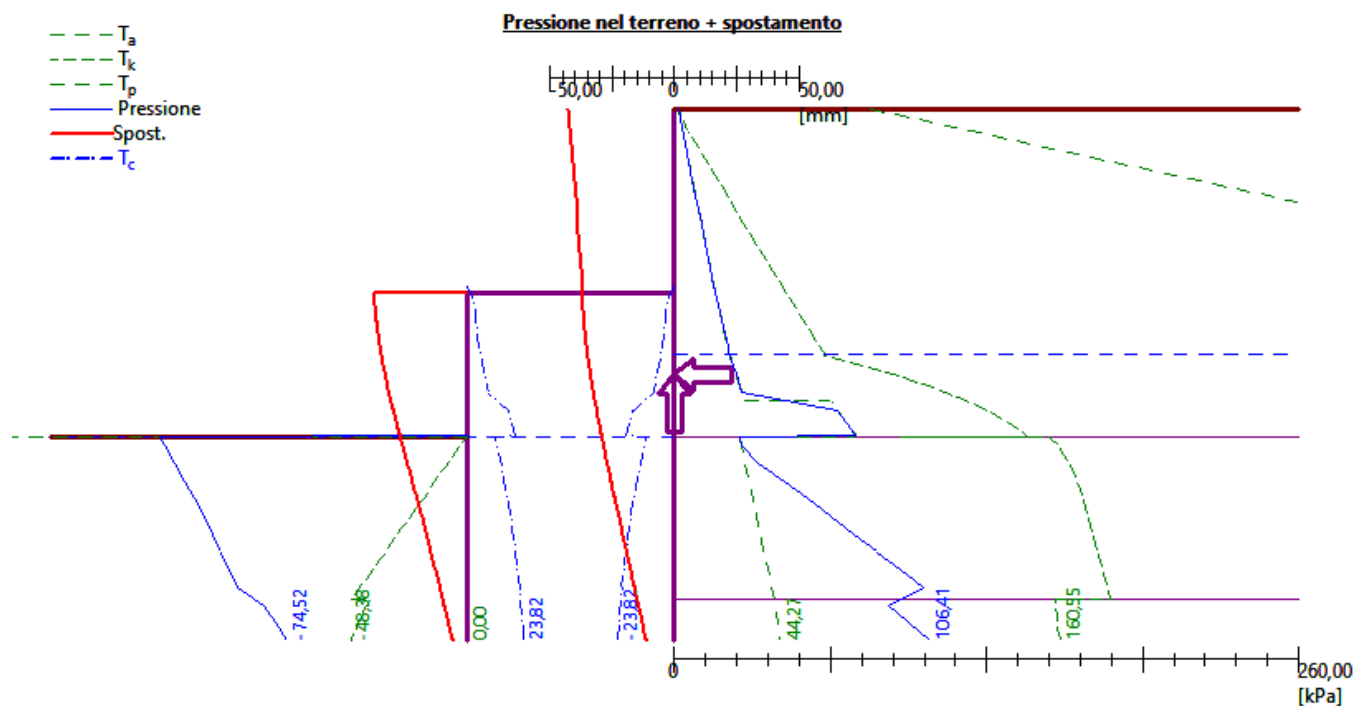
Fattori parziali per azioni variabili		
Situazione di progetto permanente		
Fattore per il valore di combinazione :	$\psi_0 =$	0,70 [-]
Fattore per il valore frequente :	$\psi_1 =$	0,50 [-]

Fattori parziali per azioni variabili					
Situazione di progetto permanente					
Fattore per il valore semi permanente :			$\psi_2 =$	0,30	[-]
Coefficienti parziali per le azioni (A)					
Situazione di progetto transitorio					
		Condizioni STR		Condizioni GEO	
		Sfavorevole	Favorevole	Sfavorevole	Favorevole
Coeff. parziale azioni permanenti :	$\gamma_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]	1,00 [-]	1,00 [-]
Coeff. parziale azioni variabili :	$\gamma_Q =$	1,50 [-]	0,00 [-]	1,30 [-]	0,00 [-]
Carico idrico :	$\gamma_w =$			1,00 [-]	
Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (M)					
Situazione di progetto transitorio					
Coeff. parziale angolo di resistenza al taglio :			$\gamma_\phi =$	1,25	[-]
Coeff. parziale della coesione efficace :			$\gamma_c =$	1,25	[-]
Coeff. parziale della resistenza non drenata :			$\gamma_{cu} =$	1,40	[-]
Coeff. parziale su coefficiente di Poisson :			$\gamma_v =$	1,00	[-]

Modulo di reazione del terreno

Lunghezza della struttura = 13,00m





VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE

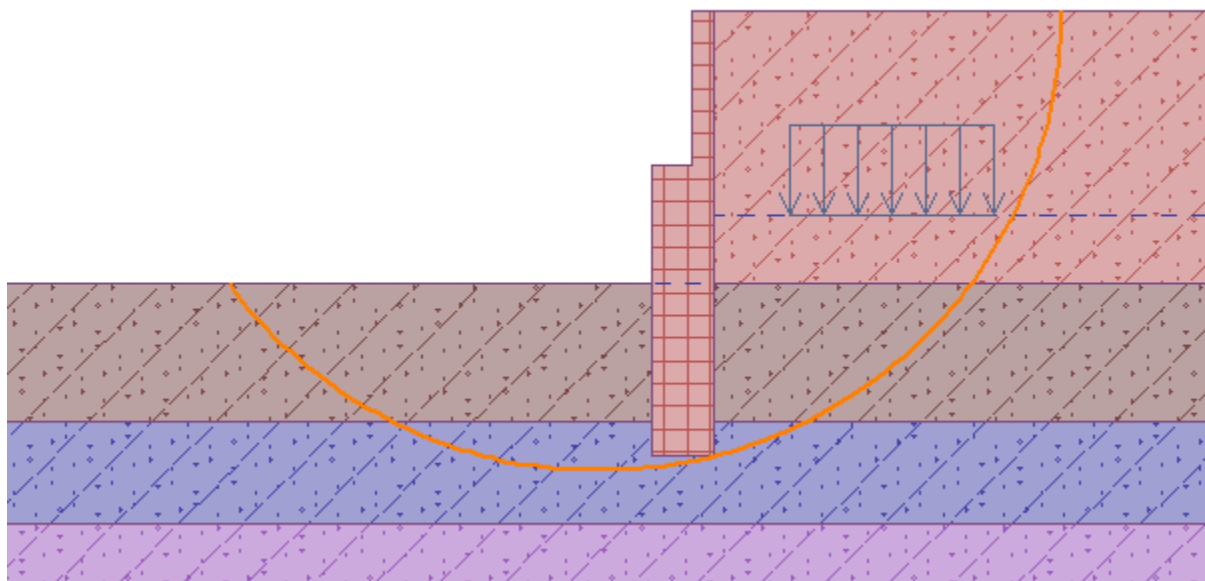
Metodologia di verifica : secondo la normativa EN 1997

Analisi sismica : Standard

Approccio progettuale : 3 - riduzione delle azioni (GEO, STR) e dei parametri del terreno

Coefficienti parziali per le azioni (A)									
Situazione di progetto transitorio									
		Condizioni STR				Condizioni GEO			
		Sfavorevole		Favorevole		Sfavorevole		Favorevole	
Coeff. parziale azioni permanenti :	$\gamma_G =$	1,35	[-]	1,00	[-]	1,00	[-]	1,00	[-]
Coeff. parziale azioni variabili :	$\gamma_Q =$	1,50	[-]	0,00	[-]	1,30	[-]	0,00	[-]
Carico idrico :	$\gamma_w =$					1,00	[-]		

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (M)									
Situazione di progetto transitorio									
Coeff. parziale angolo di resistenza al taglio :	$\gamma_\phi =$	1,25	[-]						
Coeff. parziale della coesione efficace :	$\gamma_c =$	1,25	[-]						
Coeff. parziale della resistenza non drenata :	$\gamma_{cu} =$	1,40	[-]						



Verifica stabilità del pendio (Bishop)

Somma delle forze attive : $F_a = 1321,27$ kN/m
 Somma delle forze passive : $F_p = 4894,46$ kN/m
 Momento di scorrimento : $M_a = 17916,42$ kNm/m
 Momento resistente : $M_p = 60335,35$ kNm/m
 Uso : 29,7 %
 Stabilità di pendio ACCETTABILE

STRUTTURA N.3

SCHEMATIZZAZIONE DEI CASI DI CARICO

E' possibile definire i casi di carico scegliendo fra le dodici tipologie elencate nella tabella seguente:

	Tipo CDC	Descrizione
1	Ggk	caso di carico comprensivo del peso proprio struttura
2	Gk	caso di carico con azioni permanenti
3	Qk	caso di carico con azioni variabili
4	Gsk	caso di carico comprensivo dei carichi permanenti sui solai e sulle coperture
5	Qsk	caso di carico comprensivo dei carichi variabili sui solai
6	Qnk	caso di carico comprensivo dei carichi di neve sulle coperture
7	Qtk	caso di carico comprensivo di una variazione termica agente sulla struttura
8	Qvk	caso di carico comprensivo di azioni da vento sulla struttura
9	Esk	caso di carico sismico con analisi statica equivalente
10	Edk	caso di carico sismico con analisi dinamica
11	Etk	caso di carico comprensivo di azioni derivanti dall' incremento di spinta delle terre in condizione sismica
12	Pk	caso di carico comprensivo di azioni derivanti da coazioni, cedimenti e precompressioni

I casi di carico utilizzati nella modellazione oggetto della presente relazione sono i seguenti:

TABELLA_CASI_DI_CARICO			
CDC	Tipo CDC	Sigla Id	Note
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	Qnk	CDC=Qnk (carico da neve)	
6	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. +)	
7	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. -)	
8	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. +)	
9	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. -)	
10	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. +)	
11	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. -)	
12	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. +)	
13	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. -)	
14	Edk	CDC=Ed (dinamico SLO) alfa=0.0 (ecc. +)	
15	Edk	CDC=Ed (dinamico SLO) alfa=90.00 (ecc. +)	
16	Edk	CDC=Ed (dinamico SLO) alfa=0.0 (ecc. -)	
17	Edk	CDC=Ed (dinamico SLO) alfa=90.00 (ecc. -)	
18	Edk	CDC=Ed (dinamico SL CO) alfa=0.0 (ecc. +)	
19	Edk	CDC=Ed (dinamico SL CO) alfa=90.00 (ecc. +)	
20	Edk	CDC=Ed (dinamico SL CO) alfa=0.0 (ecc. -)	
21	Edk	CDC=Ed (dinamico SL CO) alfa=90.00 (ecc. -)	
22	Qk	CDC=Qk (scala)	
23	Qk	CDC=Qk (fondazione)	
24	Qk	CDC=Qk (+Variazione temperatura)	
25	Qk	CDC=Qk (-Variazione temperatura)	

Legenda

Tipo CDC Indica il tipo di caso di carico

DEFINIZIONE DELLE COMBINAZIONI

Le combinazioni previste per i diversi casi di carico (CDC) seguono le regole previste dalla Normativa vigente e sono destinate al controllo di sicurezza della struttura e alla verifica degli spostamenti e delle sollecitazioni.

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

Combinazione fondamentale SLU

$$\gamma G_1 \cdot G_1 + \gamma G_2 \cdot G_2 + \gamma P \cdot P + \gamma Q_1 \cdot Q_{k1} + \gamma Q_2 \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma Q_3 \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione caratteristica (rara) SLE

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione frequente SLE

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione quasi permanente SLE

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E
 $E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$

Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite connessi alle azioni eccezionali
 $A_d + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$

Dove:

NTC 2018 Tabella 2.5.I

Destinazione d'uso/azione	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Categoria A residenziali	0,70	0,50	0,30
Categoria B uffici	0,70	0,50	0,30
Categoria C ambienti suscettibili di affollamento	0,70	0,70	0,60
Categoria D ambienti ad uso commerciale	0,70	0,70	0,60
Categoria E biblioteche, archivi, magazzini,...	1,00	0,90	0,80
Categoria F Rimesse e parcheggi (autoveicoli ≤ 30 kN)	0,70	0,70	0,60
Categoria G Rimesse e parcheggi (autoveicoli > 30 kN)	0,70	0,50	0,30
Categoria H Coperture	0,00	0,00	0,00
Vento	0,60	0,20	0,00
Neve a quota ≤ 1000 m	0,50	0,20	0,00
Neve a quota > 1000 m	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 γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali (Non compiutamente definiti)	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

CALCOLO FATTORE DI COMPORTAMENTO

Principali caratteristiche della struttura	
Opera di nuova realizzazione	SI
Struttura regolare in pianta	NO
Struttura regolare in altezza	NO
Classe di duttilità	ND struttura non dissipativa
Analisi per carichi non sismici	SI
Analisi sismica	Dinamica lineare
Verifica SLD di resistenza	SI

Fattori di comportamento utilizzati SLU			
	Dissipativi	Verifiche fragili	Non Dissipativi
q SLU x	1.50	1.00	1.50
q SLU y	1.50	1.00	1.50
q SLU z	1.50	-	-

Fattori di comportamento utilizzati SLD	
q SLD x	1.00
q SLD y	1.00
q SLD z	1.00
Eta SLO	1.00

Calcolo dei fattori di comportamento secondo il D.M. 17/01/2018

Caratteristiche costruzione	
Tipologia	Nuova
Regolarità pianta	NO
Regolarità altezza	NO
Classe di duttilità	ND
Sistema costruttivo	Acciaio o composto acciaio-calcestruzzo
Tipologia strutturale	Strutture intelaiate o strutture con controventi eccentrici

Parametri	
q ₀	4.000
K _R	0.8

$q_D = q_0 \cdot K_R$	3.200
$q_{ND} = 2/3 \cdot q_D$	1.500 (≤ 1.5)

Fattori di comportamento		
	Dissipativi	Non dissipativi
q SLU x	3.200	1.500
q SLU y	3.200	1.500
q SLU z	1.500	1.500

Si riportano di seguito, per completezza, le videate delle opzioni così come impostate nel programma:

Classe d' uso

☐ I edifici di minor importanza per la sicurezza pubblica [edifici agricoli...]

☐ II edifici ordinari

☐ III edifici importanti in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso (scuole, teatri...)

☒ IV edifici la cui funzionalità ha importanza fondamentale per la protezione civile (ospedali, municipi...)

Pericolosità e zonazione

pericolosità sismica

agS per SLV:

Modalità di progettazione semplificata per $agS < 0.075$ ☐

Strutture esistenti

☒ LC1: conoscenza limitata

☐ LC2: conoscenza adeguata

☐ LC3: conoscenza accurata

Fattore di confidenza FC:

Categoria di suolo di fondazione

☐ A Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi ...

☐ B Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti ...

☒ C Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti ...

☐ D Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti ...

☐ E Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D ...

Categoria topografica

☒ T1

☐ T2 in sommità al pendio

☐ T3 in cresta al rilievo con moderata

☐ T4 in cresta al rilievo

quota relativa (%)

Spettri di progetto

☐ Usa spettri esterni

Parametri e fattori spettrali							
S.L.	ag	S	Fo	Fv	TB	TC	TD
SLO	0.061	1.500	2.535	0.845	0.147	0.442	1.844
SLD	0.074	1.500	2.539	0.930	0.153	0.458	1.894
SLV	0.159	1.460	2.516	1.353	0.166	0.497	2.235
SLC	0.196	1.404	2.520	1.505	0.167	0.502	2.383
Verticale per tutti:		1.000			0.050	0.150	1.000
eta SLO q SLD x q SLD y q SLD z q SLU x q SLU y q SLU z							
1.0		1.0	1.0	1.0	1.5	1.5	1.5
Smorzamento...					1.0	1.0	<= Esistenti v. fragili

Duttilità

☒ ND - non dissipativa

☐ B - media

☐ A - alta

Regolarità

☐ in pianta

☐ in altezza

Edifici isolati

2.0 T is

10.0 s esi

Info...

Dati comuni per le analisi		Dati per analisi statica lineare e non lineare			
Quota spiccato [cm]	-680.0	Altezza edificio [cm]	1360.0	Calcola periodi T1	
Contributo carichi in fondazione	☐	Fatt. Lambda [0.85 - 1]	0.85		
Eccentricità aggiuntiva X:	5 Y: 5	Periodo T1 [primo modo]	0.3	dir. x-x	0.3
Spost. relativo rapp. SLC/SLD	5 ex. muratura	Sd (T1) - SLU	0.389	dir. y-y	0.389
		Se (T1) - SLD	0.28	dir. z-z	0.072
		Rapp T1/TrZ	0.891		1.0
Dati per analisi dinamica		suggerito:			
N. modi	27	Accelerazione uniforme [Fi=Fh] ☐ NO			
N. modi rigidi	0	Eccentricità convenzionale con momenti Mz ☐ NO			
		Usa spostamenti medi di piano per pushover ☒ SI			

C.D.C. sismico		Nodo cont.	0 (**)
C.D.C.			
Analisi modale di riferimento		Sfoggia...	Modo rifer. 0 (**)

Sisma	LC 1	LC 2	LC 3	LC 4 [°]	LC 5 [°]	LC 22 [°]
LC U 6	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60
LC U 7	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60
LC U 8	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60
LC U 9	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60
LC D 10	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60
LC D 11	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60

NOTA: (*) coefficienti per carichi variabili Q
cdc Qk : utilizzare psi 2
cdc Qsk/Qnk : utilizzare di regola 1 (psi 2 da archivio carico)

(**) 0 per default in pushover

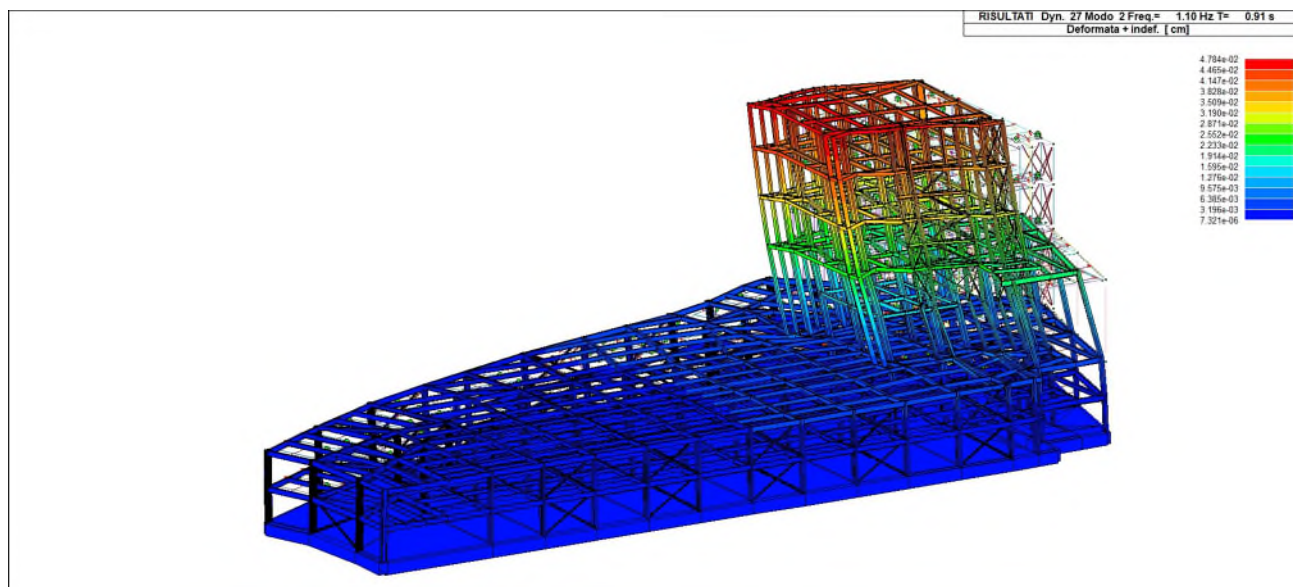
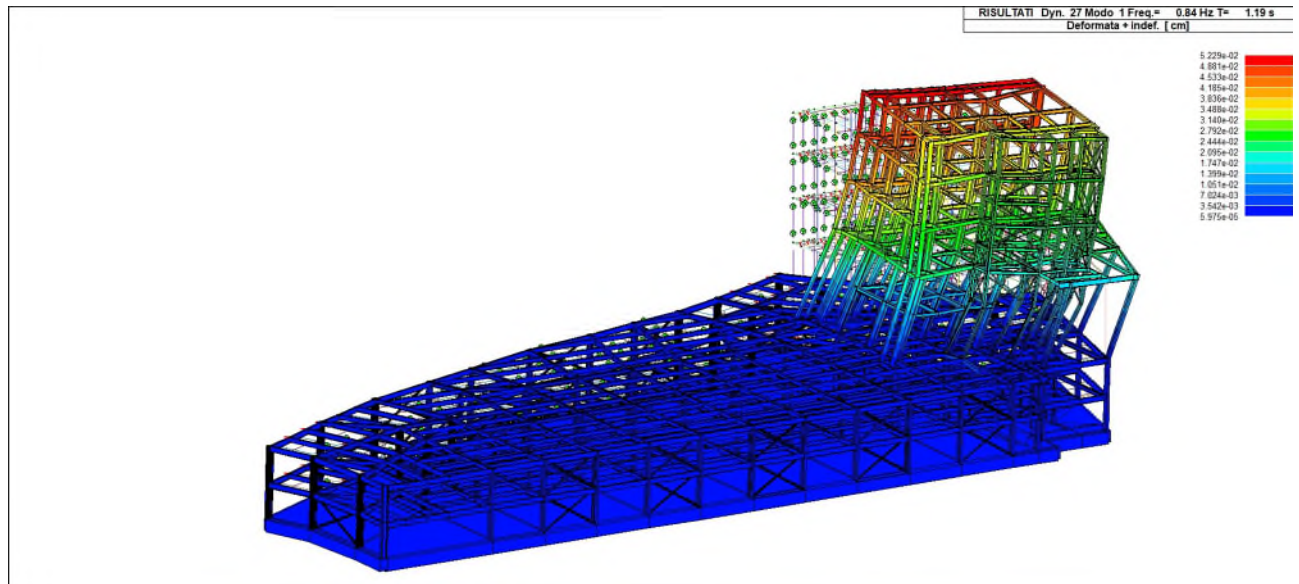
Definizione masse automatica

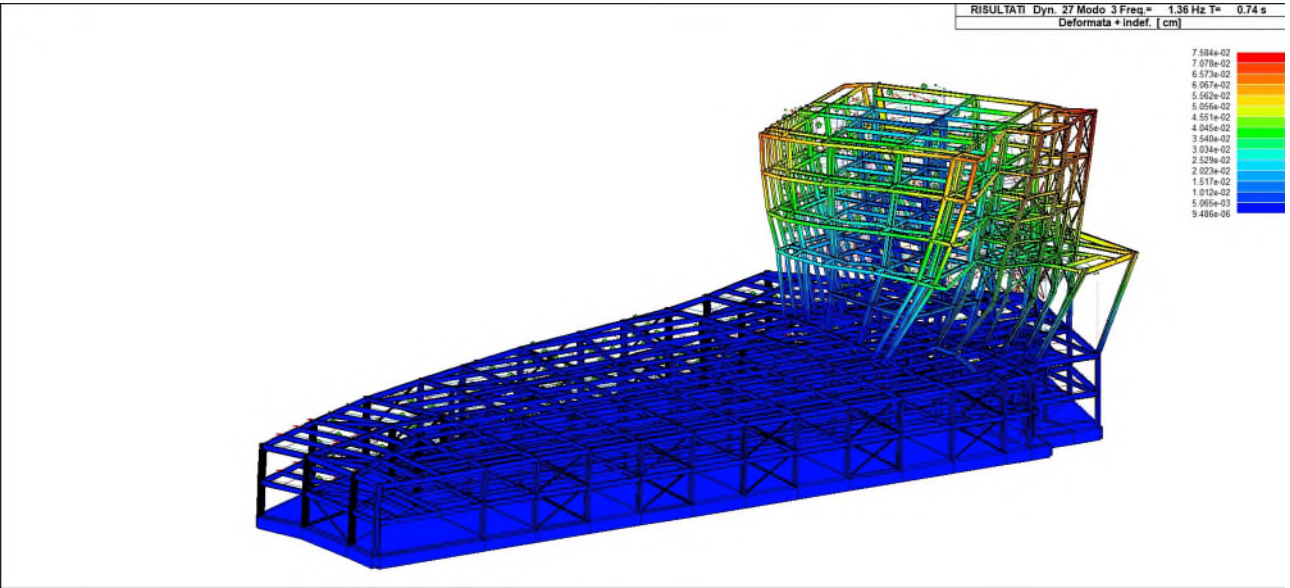
Si riportano di seguito gli SPETTRI di input sismico e le caratteristiche dinamiche proprie della struttura, pertanto in assenza di eccentricità aggiuntive:

ANALISI MODALE NO ECCENTRICITA									
Modo	Frequenza	Periodo	X M efficace x g	%	Y M efficace x g	%	Z M efficace x g	%	RZ M efficace x g
-	Hz	sec	kN	-	kN	-	kN	-	kN m2
1	0.84	1.19	9954.4	22	8.0	0	0.8	0	16.0

ANALISI_MODALE_NO_ECCENTRICITA

Modo	Frequenza	Periodo	X M efficace x g	%	Y M efficace x g	%	Z M efficace x g	%	RZ M efficace x g	%
-	Hz	sec	kN	-	kN	-	kN	-	kN m2	-
2	1.10	0.91	38.7	0	1.306e+04	30	0.4	0	177.2	7
3	1.36	0.74	680.8	1	131.7	0	0.3	0	129.8	5
4	2.70	0.37	4.3	0	1903.3	4	342.3	0	63.1	2
5	2.78	0.36	7946.8	18	312.1	0	36.8	0	3.12e-02	0
6	2.80	0.36	380.0	0	1.900e+04	43	1.00e-02	0	691.3	31





TIPOLOGIA DI ANALISI STRUTTURALE

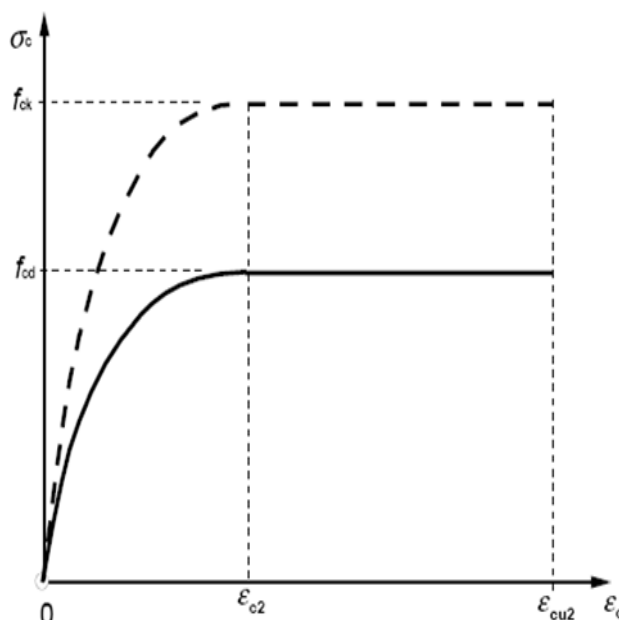
L'analisi strutturale è stata eseguita un'analisi dinamica lineare, considerando la struttura NON DISSIPATIVA.

Quando si utilizza l'analisi lineare per sistemi non dissipativi, come avviene per gli stati limite di esercizio, gli effetti delle azioni sismiche sono calcolati, quale che sia la modellazione per esse utilizzata, riferendosi allo spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura 1.5. La definizione quantitativa delle prestazioni e le verifiche sono state riportate nel fascicolo delle elaborazioni numeriche allegate.

LEGAMI COSTITUTIVI DEI MATERIALI UTILIZZATI

I legami costitutivi utilizzati nelle analisi globali finalizzate al calcolo delle sollecitazioni sono del tipo elastico lineare.

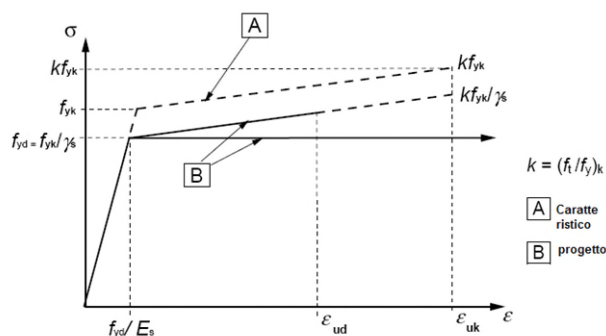
Per le verifiche sezionali sono stati utilizzati i seguenti legami: **LEGAME PARABOLA RETTANGOLO PER IL CALCESTRUZZO**



Legame costitutivo di progetto del calcestruzzo

Il valore ϵ_{cu2} nel caso di analisi non lineari è stato valutato in funzione dell'effettivo grado di confinamento esercitato dalle staffe sul nucleo di calcestruzzo.

LEGAME ELASTICO PREFETTAMENTE PLASTICO O INCRUDENTE O DUTTILITA' LIMITATA PER L'ACCIAIO



Legame costitutivo di progetto acciaio per c.a.

legame rigido plastico per le sezioni in acciaio di classe 1 e 2 e elastico lineare per quelle di classe 3 e 4.

TOLLERANZE

Nelle calcolazioni si è fatto riferimento ai valori nominali delle grandezze geometriche ipotizzando che le tolleranze ammesse in fase di realizzazione siano conformi alle norme europee EN 1992-1991- EN206 - EN 1992-2005:

Copriferro -5 mm (EC2 4.4.1.3)

Per dimensioni ≤150mm ± 5 mm

Per dimensioni =400 mm ± 15 mm

Per dimensioni ≥2500 mm ± 30 mm

Per i valori intermedi con interpolazione lineare.

DURABILITÀ

Per garantire la durabilità della struttura sono state prese in considerazione opportuni stati limite di esercizio (**SLE**) in funzione dell'uso e dell'ambiente in cui la struttura dovrà essere utilizzata limitando sia gli stati tensionali che nel caso delle opere in calcestruzzo anche l'ampiezza delle fessure. La definizione quantitativa delle prestazioni, la classe di esposizione e le verifiche sono stati riportati nel fascicolo delle elaborazioni numeriche allegate.

Inoltre per garantire la durabilità, così come tutte le prestazioni attese, è stata posta adeguata cura nelle previsioni sia nell'esecuzione che nella manutenzione e gestione della struttura prevedendo tutti gli accorgimenti utili alla conservazione delle caratteristiche fisiche e dinamiche dei materiali e delle strutture. La qualità dei materiali e le dimensioni degli elementi sono stati previsti in coerenza con tali obiettivi.

Durante le fasi di costruzione il Direttore dei Lavori si impegna ad implementare severe procedure di controllo sulla qualità dei materiali, sulle metodologie di lavorazione e sulla conformità delle opere eseguite al progetto esecutivo nonché alle prescrizioni contenute nelle "Norme Tecniche per le Costruzioni" DM 17.01.2018. e relative Istruzioni.

CRITERI ADOTTATI PER LA SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA

La struttura è stata modellata con il metodo degli elementi finiti utilizzando vari elementi di libreria specializzati per schematizzare i vari elementi strutturali.

In particolare le travi ed i pilastri sono state schematizzate con elementi trave a due nodi deformabili assialmente, a flessione e taglio utilizzando funzioni di forma cubiche di Hermite, modello finito che ha la caratteristica di fornire la soluzione esatta in campo elastico lineare per cui non necessita di ulteriore suddivisioni interne degli elementi strutturali.

Gli elementi finiti a due nodi possono essere utilizzati in analisi di tipo non lineare potendo modellare non linearità sia di tipo geometrico che meccanico con i seguenti modelli :

1. Matrice geometrica per gli effetti del II° ordine;
2. Non linearità meccanica per comportamento assiale solo resistente a trazione o compressione:

Per gli elementi strutturali bidimensionali (pareti a taglio, setti, nuclei irrigidenti, piastre o superfici generiche) è stato utilizzato un modello finito a 3 o 4 nodi di tipo **shell** che modella sia il comportamento membranale (lastra) che flessionale (piastra).

Tale elemento finito di tipo isoparametrico è stato modellato con funzioni di forma di tipo polinomiale che rappresentano una soluzione congruente ma non esatta nello spirito del metodo FEM.

Per questo tipo di elementi finiti la precisione dei risultati ottenuti dipende dalla forma e densità della MESH.

Il metodo è efficiente per il calcolo degli spostamenti nodali ed è sempre rispettoso dell'equilibrio a livello nodale con le azioni esterne.

Le verifiche sono state effettuate sia direttamente sullo stato tensionale ottenuto, per le azioni di tipo statico e di esercizio. Per le azioni dovute al sisma (ed in genere per le azioni che provocano elevata domanda di deformazione anelastica), le verifiche sono state effettuate sulle risultanti (forze e momenti) agenti globalmente su una sezione dell'elemento strutturale (muro a taglio, trave accoppiamento, etc..)

La presenza di eventuali orizzontamenti sono stati tenuti in conto con vincoli cinematici rigidi o con modellazione della soletta con elementi SHELL;

L'analisi delle sollecitazioni è stata condotta in fase elastica lineare;

CODICE DI CALCOLO, SOLUTORE E AFFIDABILITA' DEI RISULTATI

Come previsto al punto **10.2 delle norme tecniche di cui al D.M. 17.01.2018** l'affidabilità del codice utilizzato è stata verificata sia effettuando il raffronto tra casi prova di cui si conoscono i risultati esatti sia esaminando le indicazioni, la documentazione ed i test forniti dal produttore stesso.

Si allegano alla presente i test sui casi

prova forniti dalla 2SI Software e Servizi per l'Ingegneria. s.r.l. a riprova dell'affidabilità dei risultati ottenuti.

La 2SI Software e Servizi per l'Ingegneria. S.r.l. a riprova dell'affidabilità dei risultati ottenuti fornisce direttamente on-line i test sui casi prova (<http://www.2si.it/software/Affidabilità.htm>)

Il software è inoltre dotato di filtri e controlli di autodiagnostica che agiscono a vari livelli sia della definizione del modello che del calcolo vero e proprio.

I controlli vengono visualizzati, sotto forma di tabulati, di fasce a colori o finestre di messaggi.

In particolare il software è dotato dei seguenti filtri e controlli:

Filtri per la congruenza geometrica del modello di calcolo generato;

Controlli a priori sulla presenza di elementi non connessi, interferenze, mesh non congruenti o non adeguate;

Filtri sulla precisione numerica ottenuta, controlli su eventuali mal condizionamenti delle matrici, verifica dell'indice di condizionamento;

Controlli sulle verifiche sezionali e sui limiti dimensionali per i vari elementi strutturali in funzione della normativa utilizzata;

Controlli e verifiche sugli esecutivi prodotti

.

SOFTWARE UTILIZZATI – TIPO DI ELABORATORE

Le analisi e le verifiche sono state condotte con il metodo degli stati limite (SLU ed SLE) utilizzando i coefficienti parziali della normativa di cui al DM 17.01.2018 come in dettaglio specificato negli allegati tabulati di calcolo.

SOFTWARE UTILIZZATO :

ProSap, versione 2019, prodotto dalla :

2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria S.r.l.

Via Garibaldi, 90

44121 Ferrara FE (Italy)

Tel. +39 0532 200091

Fax +39 0532 200086

www.2si.it

info@2si.it

D.M. 17/01/18 cap. 10.2 Affidabilità dei codici utilizzati

<http://www.2si.it/software/Affidabilità.htm>

ELABORATORE UTILIZZATO :

MARCA	HP
MODELLO	Desktop
PROCESSORE	CORE I7
RAM	16 GB
S.O.	WINDOWS 10
MARCA	INTEL

VALUTAZIONE DEI RISULTATI E GIUDIZIO MOTIVATO SULLA LORO ACCETTABILITA'

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 anormali.

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 dimensionamento 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. Inoltre la visualizzazione ed interrogazione dei risultati ottenuti dall'analisi quali sollecitazioni, tensioni, deformazioni, spostamenti, reazioni vincolari hanno permesso un immediato controllo con i risultati ottenuti mediante schemi semplificati di cui è nota la soluzione in forma chiusa nell'ambito della Scienza delle Costruzioni.

Per gli elementi inflessi di tipo bidimensionale si è provveduto a confrontare i valori ottenuti dall'analisi FEM con i valori di momento flettente ottenuti con gli schemi semplificati della Tecnica delle Costruzioni.

Il Progettista Strutturale

Ing. Luigi Palmieri