

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



CUP: J64H17000140001

U.O. INFRASTRUTTURE NORD

PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELLO

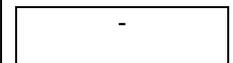
APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO

OPERE D'ARTE

FV03 – Fermata di Ponte San Pietro

Relazione di calcolo rampe scale

SCALA:



COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

N B 1 R 0 2 D 2 6 C L F V 0 3 0 0 0 0 2 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	F. Serrau	Marzo 2020	A. Meran	Marzo 2020	M. Berlingeri	Marzo 2020	A. Perego Marzo 2020



File: NB1R02D26CLFV0300002A

n. Elab.:

SOMMARIO

1	PREMESSA	5
2	DESCRIZIONE DELL'OPERA	6
3	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	9
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	10
4.1	CALCESTRUZZO	10
4.1.1	Magrone di fondazione C12/15	10
4.1.2	Struttura in c.a. C32/40	10
4.2	ACCIAIO PER C.A. TIPO B450C	10
5	MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO	11
6	MODELLO DI CALCOLO	13
6.1	MODELLO DI CALCOLO SEZIONE "A"	13
6.2	MODELLO DI CALCOLO SEZIONE "B"	13
7	ANALISI DEI CARICHI SEZIONE DI CALCOLO "A"	17
7.1	PESO PROPRIO.....	17
7.2	SPINTA DEL TERRENO.....	17
7.3	CARICHI PERMANENTI.....	18
7.3.1	Banchina	19
7.3.2	Pavimentazione sottopasso	19
7.4	SCARICHI DELLE PENSILINE	19
7.5	SOVRACCARICHI DI ESERCIZIO.....	20
7.6	CARICHI VARIABILI DA TRAFFICO FERROVIARIO.....	20
7.6.1	Effetti dinamici	21
7.6.2	Distribuzione dei carichi ferroviari	21
7.6.3	Treno di carico LM71.....	21
7.7	SOVRACCARICHI BANCHINA	22
7.8	AZIONI SISMICHE	22
7.8.1	Pericolosità sismica.....	23
8	ANALISI DEI CARICHI SEZIONE DI CALCOLO "B"	27
8.1	PESO PROPRIO.....	27
8.2	SPINTE DEL TERRENO.....	27
8.3	CARICHI PERMANENTI.....	29
8.3.1	Ballast e armamento	29
8.3.2	Banchina	30
8.3.3	Pavimentazione sottopasso	30
8.3.4	Scarichi ascensore	30
8.3.5	Scarichi sottopasso	30
8.4	CARICHI VARIABILI DA TRAFFICO FERROVIARIO.....	31
8.4.1	Effetti dinamici	32
8.4.2	Distribuzione dei carichi ferroviari	33
8.4.3	Treno di carico LM71.....	33

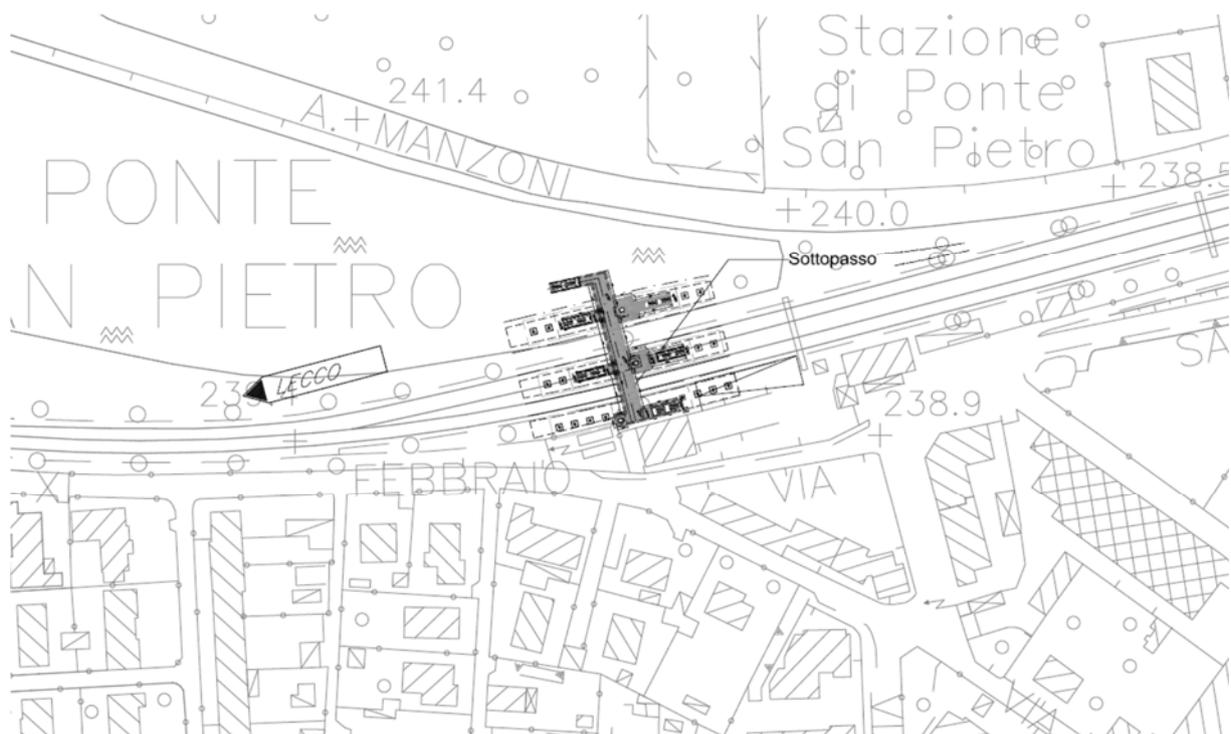
8.5	SCARICHI PENSILINE	34
8.6	SOVRACCARICHI BANCHINA E SOTTOPASSO	35
8.7	AZIONI TERMICHE	35
8.8	RITIRO	35
8.9	AZIONI SISMICHE	36
8.9.1	Pericolosità sismica.....	37
9	COMBINAZIONI DI CARICO	42
10	CRITERI GENERALI PER LE VERIFICHE STRUTTURALI	46
10.1	VERIFICHE ALLO SLU	46
10.1.1	Pressoflessione.....	46
10.1.2	Taglio	47
10.2	VERIFICHE AGLI SLE	48
10.2.1	Verifiche alle tensioni	48
10.2.2	Verifiche a fessurazione.....	48
11	ANALISI E VERIFICHE SEZIONE DI CALCOLO “A”	50
11.1	INVIOLUPPO DELLE CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE	50
11.2	ARMATURE DI PROGETTO	53
11.3	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE	54
11.3.1	Verifiche a pressoflessione (SLU).....	54
11.3.2	Verifiche a taglio (SLU)	54
11.3.3	Verifiche allo SLE.....	55
11.3.4	Verifiche geotecniche: verifica a carico limite	56
12	ANALISI E VERIFICHE SEZIONE DI CALCOLO “B”	57
12.1	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI ALLO SLU	58
12.1.1	Solette orizzontali.....	58
12.1.2	Pareti in direzione X.....	59
12.1.3	Pareti in direzione Y.....	60
12.2	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI ALLO SLV	61
12.2.1	Solette orizzontali.....	61
12.2.2	Pareti in direzione X.....	62
12.2.3	Pareti in direzione Y.....	63
12.3	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI IN ESERCIZIO (SLE-R)	64
12.3.1	Solette orizzontali.....	64
12.3.2	Pareti in direzione X.....	65
12.3.3	Pareti in direzione Y.....	66
12.4	VERIFICHE ALLO SLU	67
12.4.1	Verifiche a flessione	67
12.4.2	Verifiche a taglio.....	69
12.5	VERIFICHE ALLO SLE	75
12.5.1	SOLLECITAZIONI.....	75
12.5.2	DEFORMAZIONI.....	77

13	INCIDENZE DELLE ARMATURE	78
14	TABULATI DI CALCOLO	79
14.1	SEZIONE DI CALCOLO "A"	79

1 PREMESSA

Il presente documento viene emesso nell'ambito del Progetto Definitivo dei nuovi sottopassi di stazione e dei manufatti di accesso inerenti il progetto di raddoppio ferroviario tra Ponte S. Pietro e Bergamo.

In questa relazione di calcolo sono riportate le analisi e le verifiche strutturali e geotecniche delle opere di stazione in progetto, realizzate ai sensi del D.M. 17/01/2018 e relativa Circolare esplicativa n. 7 del 21/01/2019, con particolare riferimento al nuovo sottopasso della stazione Ponte San Pietro (BG).



2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Per la stazione di Ponte San Pietro è prevista la realizzazione di un sottopasso scatolare per l'accesso alle due banchine previste in stazione. L'intervento prevede, inoltre, la realizzazione delle relative rampe scale, vani ascensori e relativi locali tecnici, al fine di migliorare e rendere più sicura la fruibilità dei servizi di trasporto.

In particolare, nel presente documento sono trattate le analisi e le verifiche geotecniche e strutturali del corpo scale costituito, da un punto di vista strutturale, da pareti ad "U" di spessore pari a 0.50 m. Nello specifico, il corpo scale si compone di una prima parte, nella zona di scavo minore, costituita esclusivamente dalle pareti ad "U" (sezione di calcolo A); nelle sezioni di scavo maggiore, invece, quest'ultime presentano anche una soletta superiore e, in particolare, un tratto finale, di ampiezza maggiore (sezione di calcolo B) e con spessore degli elementi strutturali pari a 0.50 m, dove vengono collocati i locali tecnici e gli ascensori.

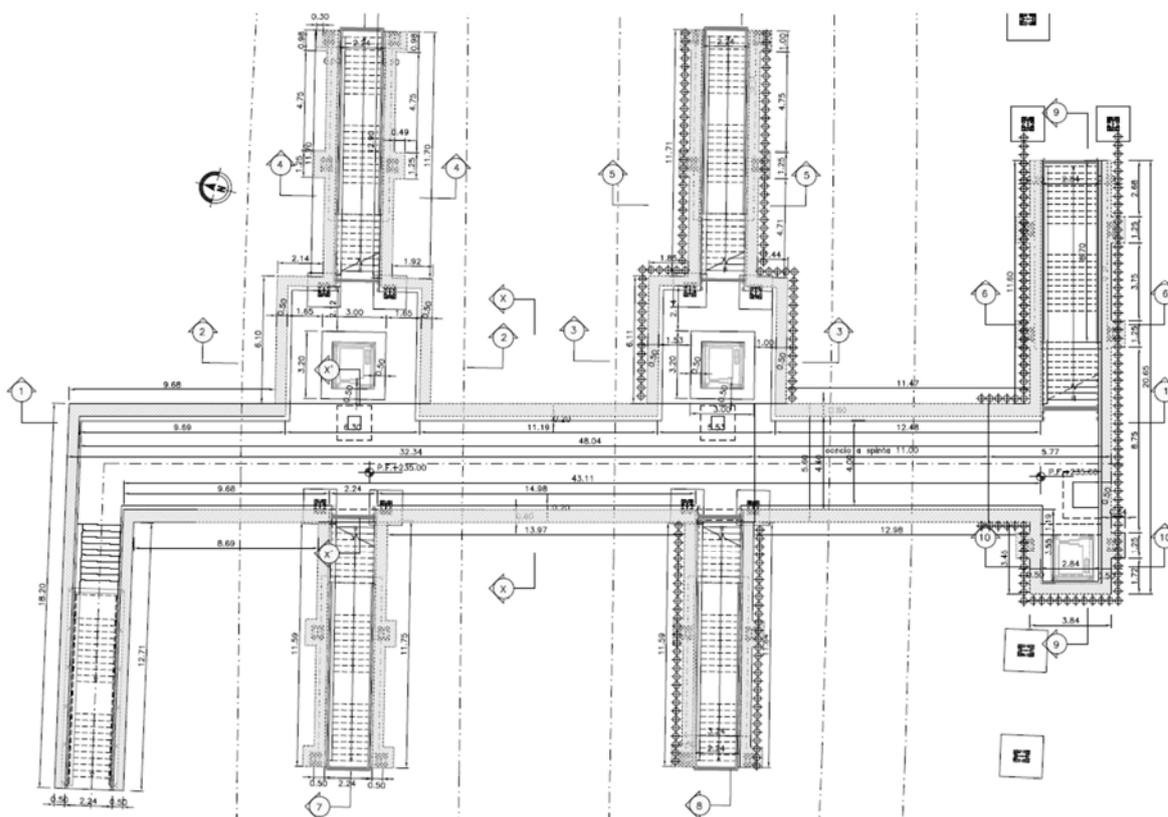


Figura 1 – Vista in pianta

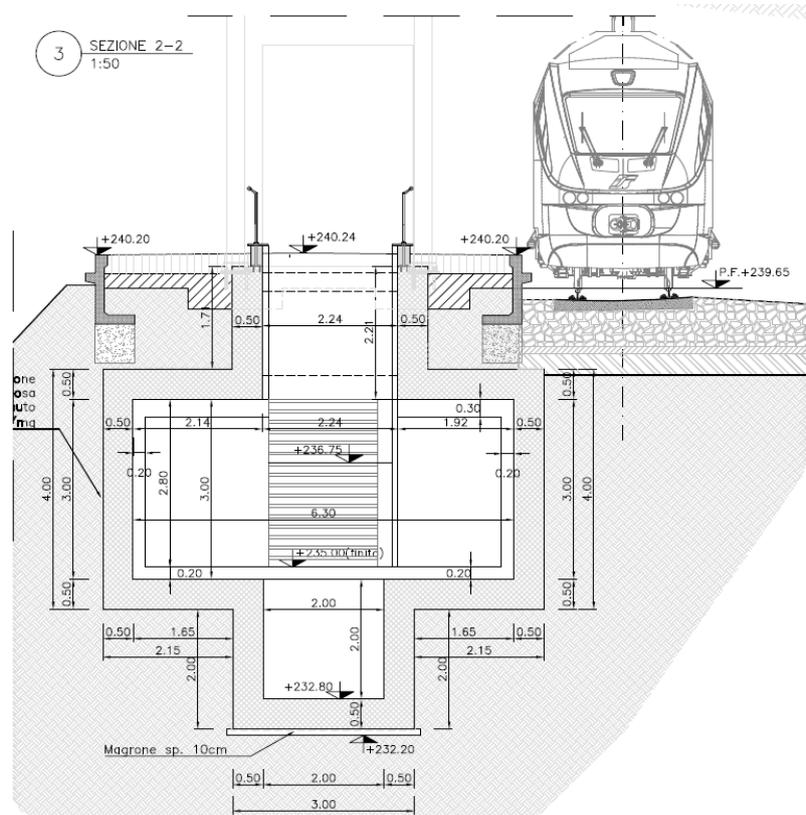


Figura 2 – Sezione trasversale (A)

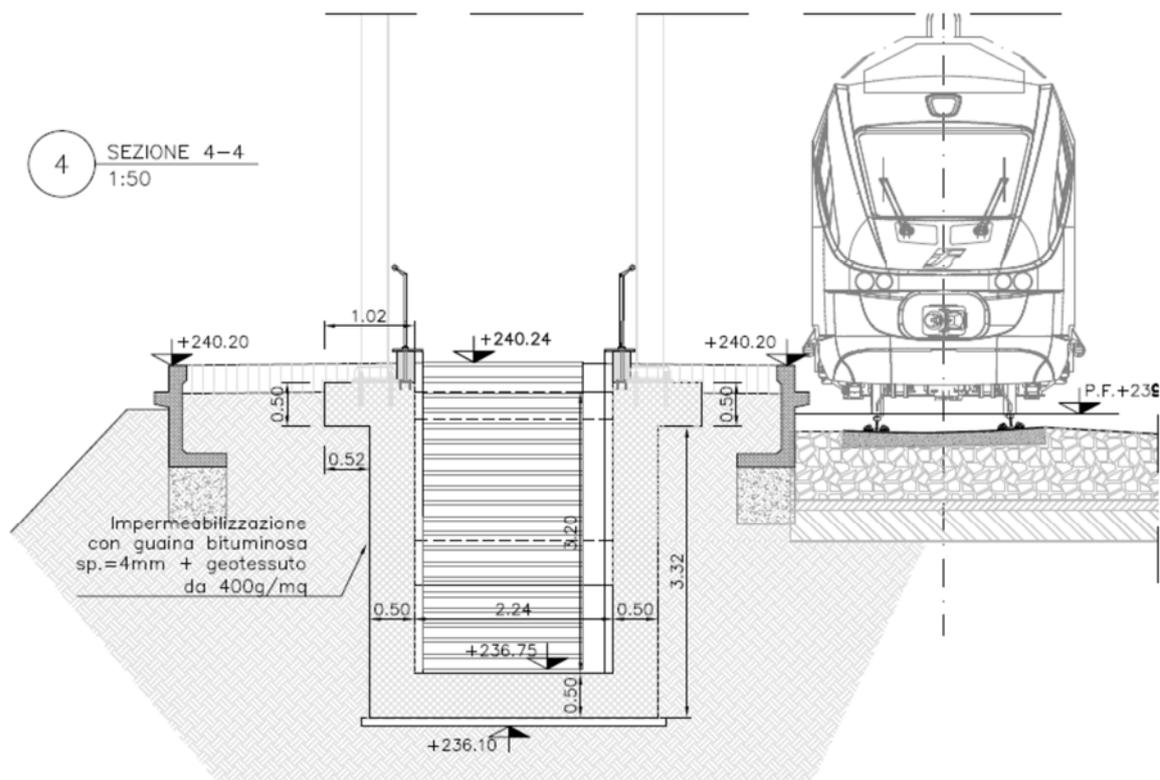


Figura 3 – Sezione trasversale (B)

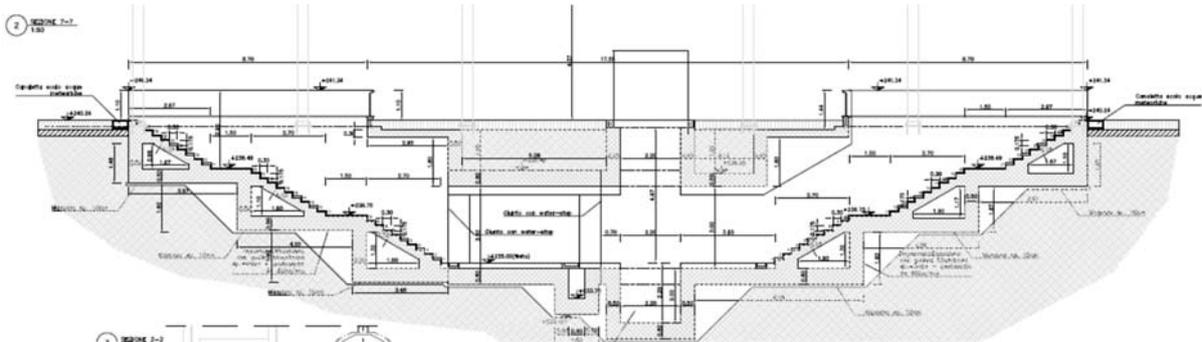
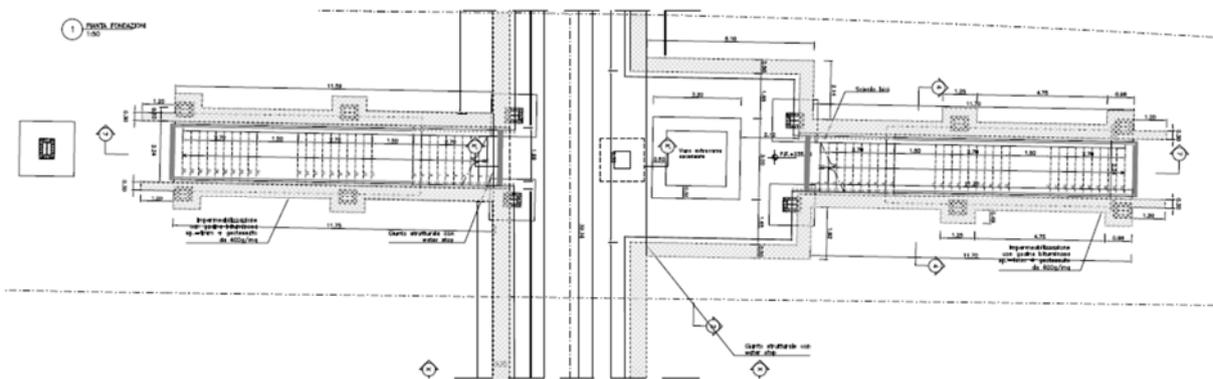


Figura 4 – Sezione in asse scale



3 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

I calcoli sono svolti in conformità alle normative vigenti con particolare riferimento a:

- D.M. 17/01/2018 (NTC18): “Norme tecniche per le costruzioni”;
- Circolare 21/01/2019, n.7 CSLLP
- Norma Europea UNI ENV 1990: “Eurocodice 0 – Basi di calcolo”;
- Norma Europea UNI ENV 1991: “Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture”;
- Norma Europea UNI ENV 1992: “Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo”;
- Norma Europea UNI ENV 1997: “Eurocodice 7 – Progettazione Geotecnica”;
- Norma Europea UNI EN 1198: “Eurocodice 8 – Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture”.

Inoltre si sono tenute presenti le indicazioni e restrizioni di cui alle norme ferroviarie in particolare:

- RFI DTC SI PS MA IFS 001 C: “Manuale di progettazione delle opere civili – Parte II – Sezione 2 – Ponti e strutture”, e Parte II – Sezione 3 – Corpo Stradale”;
- RFI DTC SI SP IFS 001 C: “Capitolato Generale Tecnico di Appalto OOCF RFI”.

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

4.1 CALCESTRUZZO

4.1.1 Magrone di fondazione C12/15

Peso Specifico	$\gamma =$	25 kN/m ³
Resistenza Cubica Caratteristica a compressione	$R_{ck} =$	15 MPa
Resistenza Cilindrica Caratteristica a compressione	$f_{ck} =$	12 MPa
Resistenza Cilindrica Media a compressione	$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	20 MPa
Modulo Elastico	$E = 22000 \cdot [f_{cm}/10]^{0.3} =$	27085 MPa

4.1.2 Struttura in c.a. C32/40

Peso Specifico	$\gamma =$	25 kN/m ³
Resistenza Cubica Caratteristica a compressione	$R_{ck} =$	40 MPa
Resistenza Cilindrica Caratteristica a compressione	$f_{ck} =$	32 MPa
Resistenza Cilindrica Media a compressione	$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	40 MPa
Modulo Elastico	$E = 22000 \cdot [f_{cm}/10]^{0.3} =$	35220 MPa
Coefficiente parziale di sicurezza allo SLU	$\gamma_C =$	1.5
Resistenza Cilindrica media a trazione	$f_{ctm} = 0,3 \cdot (f_{ck})^{2/3} =$	3.51 MPa
Resistenza Cilindrica Caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm} =$	2.46 MPa
Resistenza di Calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C =$	1.64 MPa
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctfm} = 1,2 \cdot f_{ctm} =$	4.21 MPa
Resistenza Cilindrica caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctfm} =$	2.95 MPa
Classe di esposizione:	XC4	

4.2 ACCIAIO PER C.A. TIPO B450C

Peso Specifico	$\gamma =$	78.5 kN/m ³
Modulo Elastico	$E =$	206000 MPa
Resistenza caratteristica allo snervamento	$f_{yk} =$	450 MPa
Resistenza caratteristica a rottura	$f_{tk} =$	540 MPa
Coefficiente di sicurezza allo SLU	$\gamma_S =$	1,15
Resistenza di calcolo allo SLU	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S =$	391,3 MPa

5 MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO

In accordo con le analisi geognostiche effettuate nell'area oggetto di intervento, di seguito si riportano i parametri geotecnici di progetto utilizzati per terreni interessati

Le indagini di riferimento sono: e PNBGF1F01, L1-S17, DHBGF1P02 e L1-S16.

Strato	Profondità media	Profondità media	Descrizione	
	Da [m da p.c.]	A [m da p.c.]		
Ug1	2	25	S(G), S,G	Sabbia ghiaiosa e sabbia con ghiaia
Ug4	25	30	Congl	Conglomerato

Strato	Parametri di resistenza					Parametri di deformabilità					
	γ_n	K_0	ϕ'	c'	c_u	G_0	E_0	E_{op1}	E_{op2}	ν'	$k_v^{(*)}$
	[kN/m ³]	[-]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[m/s]
Ug1	20	0.41	36	0	-	120 - 240	300 - 600	30 - 60	45 - 90	0.25	1.00E-06
Ug4	20	0.42	40	0	-	400	1000	150	250	0.25	1.00E-10

Note:

- Gli intervalli, dove presenti, fanno riferimento a valori crescenti con la profondità.
- (*) per analisi di cedimento adottare cautelativamente i parametri di permeabilità verticale definiti in tabella; per analisi di stabilità adottare anche i parametri di permeabilità orizzontale $k_h = 10 k_v$ per tutti i materiali tranne Ug1 per cui adottare $k_h = k_v$.
- I moduli E_{op1} ed E_{op2} sono da adottarsi rispettivamente E_{op1} per problemi di "primo carico" (esempio fondazioni dirette, profonde e rilevati) ed E_{op2} per problemi di scarico e/o di scarico-ricarico (esempio: fronti di scavo sostenuti con opere di sostegno tipo paratie tirantate e non).

Assunta quota p.c. corrispondente circa con il piano di regolamento del ballast, i terreni interagenti con l'opera sono sostanzialmente costituiti da sabbie ghiaiose e/o sabbie con ghiaia.

In particolare, si assume l'unità **UG1** come unità geotecnica di riferimento per il calcolo

Dalle indagini geotecniche è stata desunta una quota di falda posta circa ad profondità media di 20 metri da p.c., per cui può ritenersi non interferente con le opere in esame.

Ai fini della definizione della categoria sismica del sottosuolo, nei pressi dell'opera è stata eseguita una prova MASW, dalla quale è stata estrapolata una velocità $V_{s,30} = 555$ m/s. Il terreno di fondazione rientra quindi in categoria stratigrafica B.

Prova	Vs(eq)	H(eq)	Suolo
R15	555	30	B

A causa delle norme regionali valide in Lombardia, più restrittive, i valori di soglia per il fattore di amplificazione risultano superati e perciò bisogna prendere la categoria di suolo superiore (Suolo tipo C).

Nel software di calcolo, per simulare il comportamento del terreno di fondazione e di rinfilanco, vengono inserite delle molle alla Winkler non reagenti a trazione. Il terreno di base è stato modellato come un mezzo elastico omogeneo a cui si è assegnata un'apposita costante di sottofondo.

Si assume un valore del modulo di reazione verticale del terreno $K_w = 10000 \text{ kN/m}^3$, in base al quale ricavano i valori delle singole molle.

6 MODELLO DI CALCOLO

Ai fini delle analisi sono stati realizzati due modelli numerici mediante l'ausilio di software di calcolo agli elementi finiti.

6.1 MODELLO DI CALCOLO SEZIONE "A"

La struttura della rampa scale, avente sezione ad "U", viene schematizzata come un telaio piano di dimensioni pari a quelle della sezione trasversale del corpo scale mediante il software "SCAT 14" della Aztec Informatica. Più dettagliatamente essa viene discretizzata in una serie di elementi connessi fra di loro nei nodi. Il terreno di fondazione viene invece schematizzato con una serie di elementi molle non reagenti a trazione (modello di Winkler), in cui l'area della singola molla è direttamente proporzionale alla costante di Winkler del terreno e all'area di influenza della molla stessa.

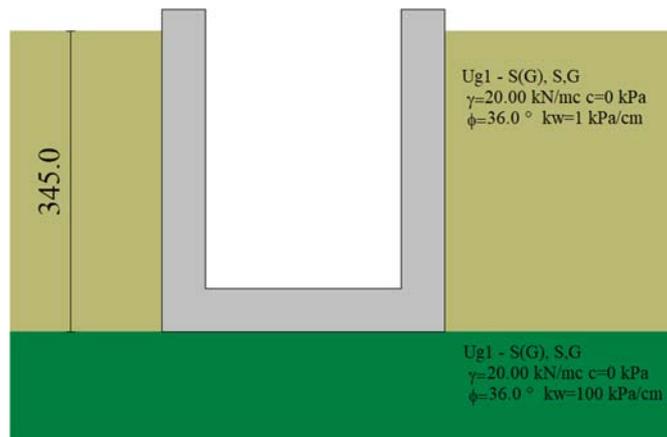


Figura 5 – Modello di calcolo –SezioneA

6.2 MODELLO DI CALCOLO SEZIONE "B"

L'analisi del comportamento globale della struttura scatolare in calcestruzzo costituente l'atrio ascensore è stato effettuato con l'ausilio del software MIDAS CIVIL 2020, distribuito in Italia dalla CSPFea (Padova),

Lo scatolare viene rappresentato mediante elementi piani (*shell-thick*). Il modello consente la valutazione delle sollecitazioni globali generate dai carichi verticali, permanenti ed accidentali, agenti sull'opera, dalle azioni orizzontali in condizioni statiche e sismiche dovute alle spinte dei terreni.

Gli assi globali X, Y, Z sono orientati nel seguente modo:

- X: asse longitudinale (in direzione longitudinale alle scale)
- Y: asse trasversale (in direzione trasversale alle scale)
- Z: asse verticale

Nella definizione della mesh si è fatto in modo che i nodi fossero prevalentemente disposti secondo allineamenti paralleli agli assi globali X, Y, Z. Ne è derivata, quindi, una mesh abbastanza regolare costituita esclusivamente da elementi quadrangolari di dimensione 0.20m x 0.20m.

I vincoli verticali sono costituiti da molle elastiche (*surface springs*) a cui è stata assegnata una costante di sottofondo in conformità con quanto dichiarato al paragrafo 5. Le traslazioni orizzontali sono bloccate mediante vincoli nodali fissi posizionati in corrispondenza del bordo del solettone di fondazione.

Le azioni esterne vengono applicate alla struttura mediante pressioni o carichi nodali concentrati in accordo con la reale geometria dell'opera e con le normative vigenti. Si rimanda ai paragrafi successivi per un'analisi dettagliata delle condizioni e delle combinazioni di calcolo adoperate.

Nelle figure seguenti sono riportate delle viste complete del modello di calcolo.

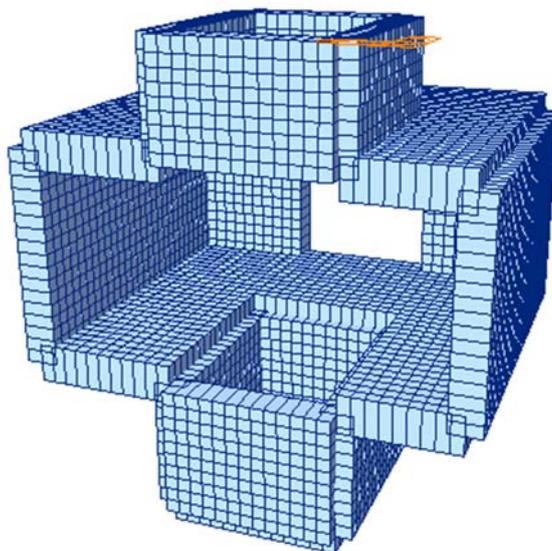


Figura 6 – Modello di calcolo – Sezione B

Nelle seguenti immagini è riportata la nomenclatura delle pareti, a cui si fa riferimento nei paragrafi di Analisi dei Carichi e Verifiche strutturali.

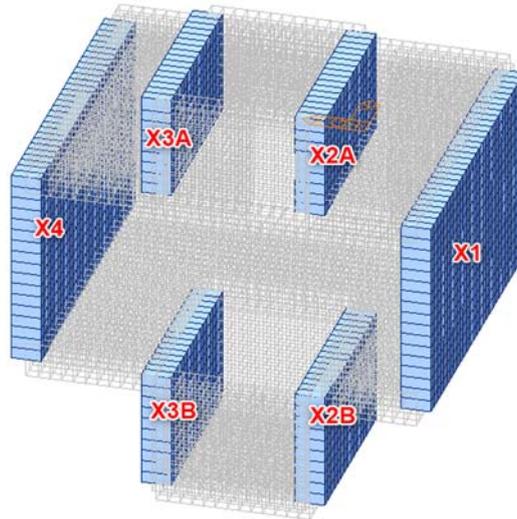


Figura 7 – Numerazione pareti in direzione X

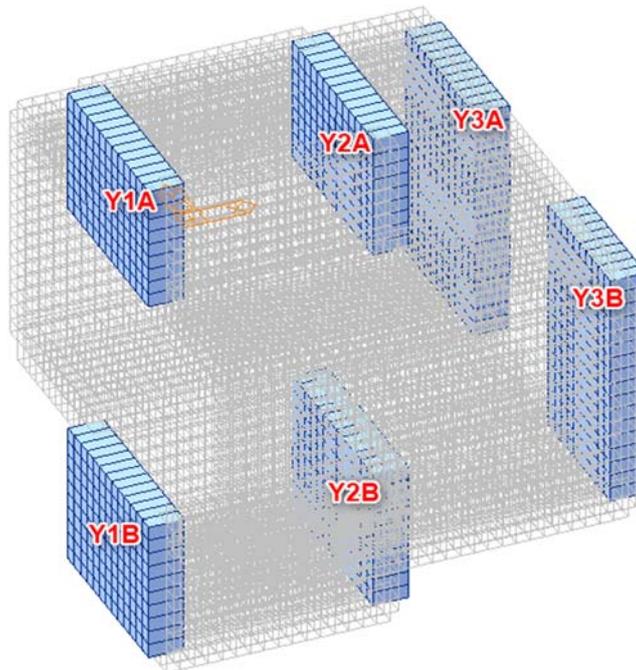


Figura 8 – Numerazione pareti in direzione Y

RELAZIONE DI CALCOLO RAMPE SCALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D26 CL	FV0300 002	A	16 di 119

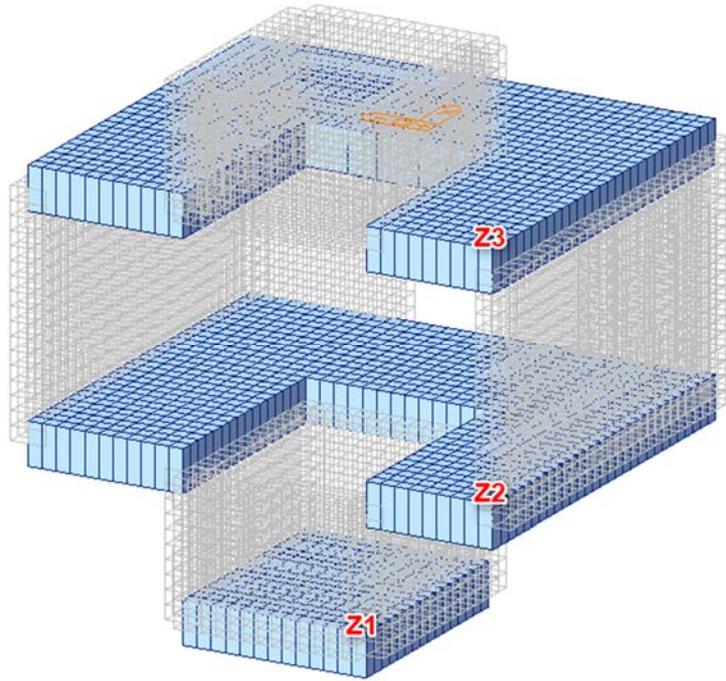


Figura 9 – Numerazione orizzontamenti (direzione Z)

7 ANALISI DEI CARICHI SEZIONE DI CALCOLO “A”

Il dimensionamento della struttura interna della rampa scale viene effettuato sulla base delle azioni elementari riportate nei successivi paragrafi.

7.1 PESO PROPRIO

Il peso proprio degli elementi strutturali viene tenuto in conto direttamente dai software di calcolo di riferimento una volta definite le geometrie ed il materiale ($\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$).

L'altezza della sezione di calcolo A non prende in considerazione l'altezza fuori terra del parapetto ($h = 1.45 \text{ m}$), il cui contributo viene tenuto in considerazione come carico permanente attraverso delle forze concentrate applicate in testa al piedritto destro. Sul piedritto destro vengono, invece, applicati gli scarichi delle pensiline metalliche (cfr. 8.3.4).

7.2 SPINTA DEL TERRENO

Si assume che sui piedritti agisca la spinta calcolata in condizioni di riposo.

Il coefficiente di spinta a riposo è espresso dalla relazione

$$K_0 = 1 - \sin\varphi = 1 - \sin 36^\circ = 0.41$$

dove $\varphi=36^\circ$ rappresenta l'angolo d'attrito interno del terreno di rinfianco.

Quindi la pressione laterale, ad una generica profondità z e la spinta totale sulla parete di altezza H valgono:

$$\sigma = \gamma z K_0 + p_v K_0$$

$$S = 1/2 \gamma H^2 K_0 + p_v K_0 H$$

Dove:

- $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ è il peso per unità di volume del terreno di rinfianco;
- $H = 3.45 \text{ m}$ è l'altezza dell'opera in esame;
- p_v è la pressione verticale agente in corrispondenza del p.c. adiacente l'opera (dipendente dalle condizioni di carico di seguito descritte).

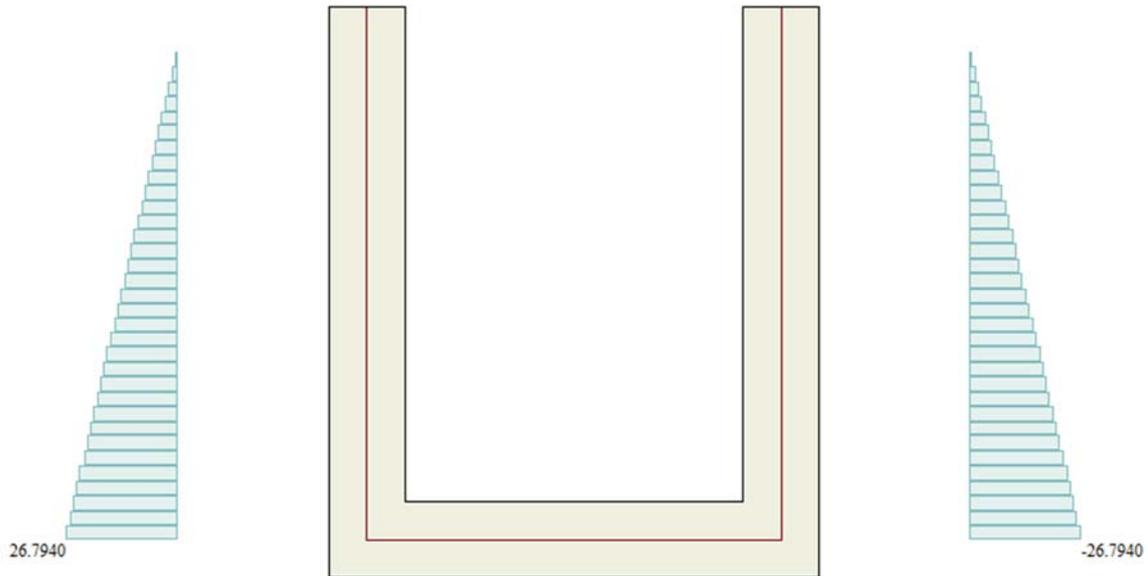


Figura 10 – Spinte del terreno

Spinta in presenza di falda

Nel caso in cui a monte della parete sia presente la falda il diagramma delle pressioni sulla parete risulta modificato a causa della sottospinta che l'acqua esercita sul terreno. Il peso di volume del terreno al di sopra della linea di falda non subisce variazioni. Viceversa al di sotto del livello di falda va considerato il peso di volume di galleggiamento:

$$\gamma_a = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$$

dove γ_{sat} è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e γ_w è il peso di volume dell'acqua. Quindi il diagramma delle pressioni al di sotto della linea di falda ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione idrostatica esercitata dall'acqua.

Nel caso in esame, la falda non risulta interagente per cui tale azione non è stata considerata.

7.3 CARICHI PERMANENTI

I carichi permanenti non strutturali interagenti con l'opera in progetto sono i seguenti:

- Banchina
- Pavimentazione sottopasso

Nella seguente immagine e nei paragrafi successivi sono riportate posizione ed entità dei carichi applicati al modello di calcolo.

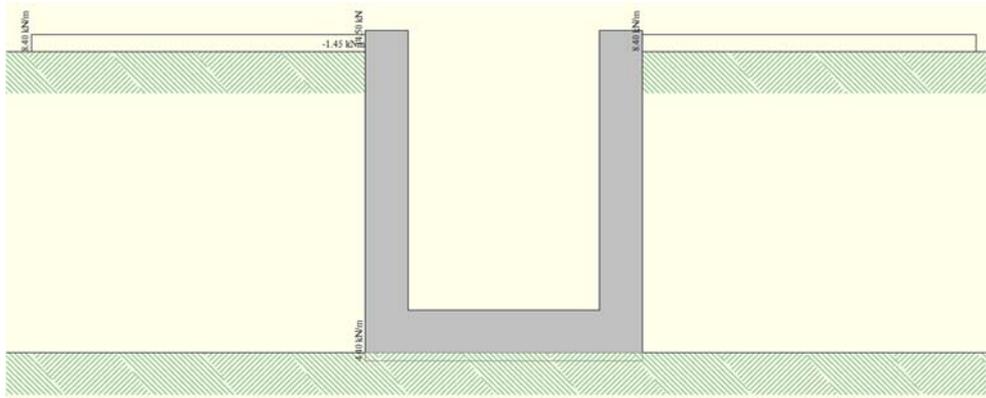


Figura 11 – Carichi permanenti non strutturali

7.3.1 Banchina

Il peso proprio della banchina viene simulato dal terreno presente lateralmente all'opera, disposto ad una quota pari a quella di estradosso della soletta superiore per la sezione A e a -0.30 m dalla testa del muro per la sezione di calcolo B. Viene, inoltre, applicato il carico esterno dovuto al peso della pavimentazione e delle finiture avente spessore pari a 0.35 m.

$$G_{2_{fin}} = \gamma_{fin} \times 0.35 \text{ m} \times 1.00 \text{ m} = 24 \times 0.35 \times 1.00 = 8.4 \text{ kN/m.}$$

7.3.2 Pavimentazione sottopasso

Relativamente invece ai carichi interni al sottopasso e al rivestimento in c.a., considerando una pavimentazione di spessore 20 cm si ottiene un carico in fondazione pari a:

$$G_{2_{PAV}} = \gamma_{PAV} \times 0.20 \text{ m} \times 1.00 \text{ m} = 22 \times 0.20 \times 1.00 = 4.4 \text{ kN/m.}$$

7.4 SCARICHI DELLE PENSILINE

In corrispondenza delle opere in progetto, sono situati le colonne delle pensiline di banchina della fermata. Nel caso in esame, le colonne delle pensiline sono ancorate direttamente sui piedritti della sezione di calcolo in esame.

Vengono quindi tenuti in conto sia le sollecitazioni trasmesse dalla colonna della pensilina incastrata sul piedritto destro e sia gli effetti del carico verticale trasmesso dal plinto di fondazione al terreno, applicato sul p.c. a sinistra all'opera.

Nel primo caso, dalla relazione di calcolo della pensilina si evincono le seguenti sollecitazioni alla base delle colonne.

Combinazione	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
SLE	9.4	1.8	39.2
SLV	42.0	8.3	40.5

Cautelativamente, gli scarichi della pensilina agli SLU sono ottenuti dagli scarichi caratteristici allo SLE considerando un coefficiente di amplificazione pari ad 1.5.

7.5 SOVRACCARICHI DI ESERCIZIO

Si considera un carico variabile d'esercizio di Cat. C3 (stazioni ferroviarie) pari a 5 kN/m², in accordo con quanto prescritto dal D.M. 17/01/2018 Tabella 3.1.II.7 agente sulle solette interne, sulla banchina e nel sottopasso.

7.6 CARICHI VARIABILI DA TRAFFICO FERROVIARIO

Nell'ambito del sottopasso ferroviario, si è fatto riferimento al D.M. 17/01/2018 (§5.2), considerando i carichi variabili da azioni da traffico ferroviario:

"I carichi verticali associati al transito dei convogli ferroviari sono definiti per mezzo di diversi modelli di carico rappresentativi delle diverse tipologie di traffico ferroviario: normale (LM71) e pesante (SW).

I valori dei suddetti carichi dovranno essere moltiplicati per un coefficiente di adattamento "α", variabile in ragione della tipologia dell'infrastruttura (ferrovie ordinarie, ferrovie leggere, metropolitane, ecc.)", come definito in Tab. 2.5.1.4.1-1 Coefficiente "α" del MdP RFI 2019 e di seguito riportata.

MODELLO DI CARICO	COEFFICIENTE "α"
LM71	1,10
SW/0	1,10
SW/2	1,00

Per l'analisi dell'opera in esame, come meglio descritto di seguito, si terrà in conto solo l'effetto del carico concentrato dovuto al modello LM71, che rappresenta la condizione più gravosa per un'opera da realizzarsi parallelamente ai binari.

Vista comunque la distanza tra i binari e le pareti, gli effetti del carico ferroviario sull'opera, comunque presenti, non rappresentano la condizione esterna più sfavorevole e, per tale motivo, non viene considerata la possibilità che agisca come carico variabile dominante.

7.6.1 Effetti dinamici

Nel caso in esame, i carichi ferroviari sono applicati lateralmente alle strutture in esame. Per tale motivo, non è necessario tener conto di incrementi dinamici del carico ferroviario.

7.6.2 Distribuzione dei carichi ferroviari

I sovraccarichi ferroviari verticali ed orizzontali si distribuiscono, a partire dalla larghezza delle traversine (2.4 m) con pendenza 4 a 1 all'interno del ballast e con pendenza a 45° negli eventuali strati di sub-ballast, super compattato, rinterro e all'interno del semispessore della soletta superiore di calcestruzzo.

$$L_d = 2.4 + (2 \cdot 0.8/4) + (2 \cdot 0.4) + (2 \cdot 0.6/2) = 4.2 \text{ m}$$

Per i carichi applicati al p.c., il software di calcolo effettua un'ulteriore distribuzione in senso longitudinale al sottovia secondo un angolo definito dal progettista. Considerando gli spessori suddetti si considera un angolo di diffusione medio pari a 30°.

7.6.3 Treno di carico LM71

Il treno di carico LM71 è costituito da 4 assi verticali da 250 kN con interasse di 1,60 m e carico distribuito (segmentabile) di 80 kN/m in entrambe le direzioni, a partire da 0,80 m dagli assi d'estremità e per una lunghezza illimitata. La distribuzione dei carichi del treno LM71 è rappresentata di seguito.

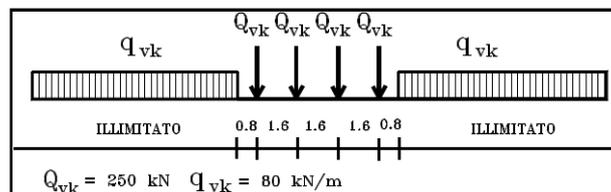


Figura 12 – Treno di carico LM71

Treno	Tipo	Q_{vk}	q_{vk}	L_{long}	L_d	q_{vk}	α	Φ_3	q_{vd}
		[kN]	[kN/m]	[m]	[m]	[kN/m ²]	[-]	[-]	[kN/m]
LM71	Carico concentrato	1000	-	6.40	4.20	37.2	1.1	1.00	40.9

Tabella 1 –Treno di carico LM71

Il carico è applicato sul p.c. a partire da una distanza di 2.1 m dal filo del piedritto più vicino.

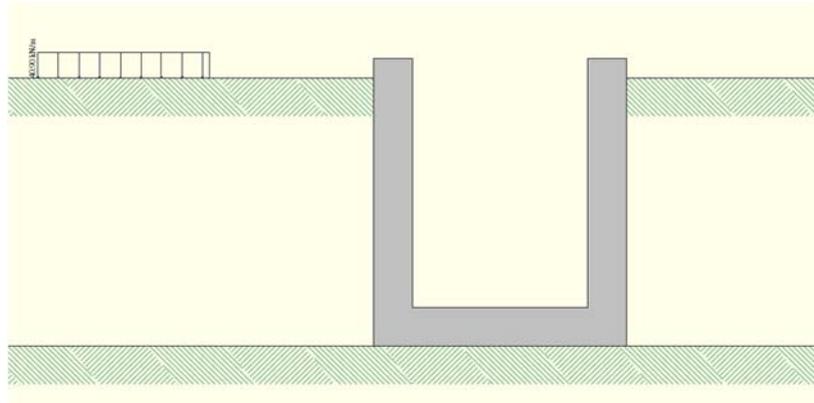


Figura 13 – Carichi variabili da traffico ferroviario

7.7 SOVRACCARICHI BANCHINA

Da entrambi i lati della struttura scatolare, viene applicato un sovraccarico accidentale da folla uniformemente distribuito con entità pari a 5 kN/m².

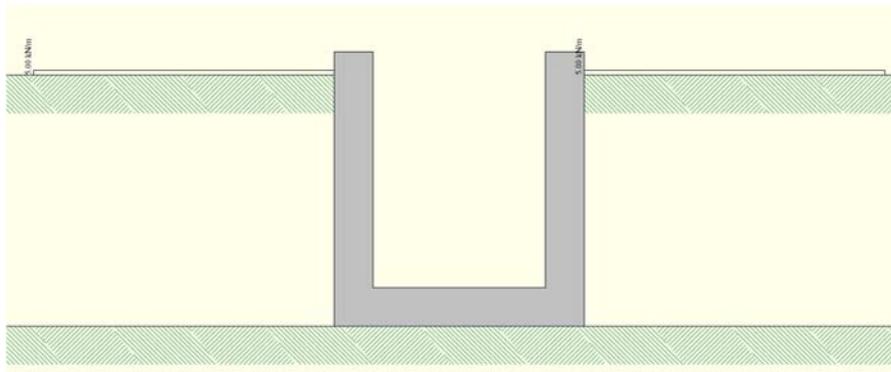


Figura 14 – Sovraccarichi bancina

7.8 AZIONI SISMICHE

Nell'analisi pseudo-statica l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico k.

Le forze sismiche sono pertanto le seguenti:

$$F_h = k_h \cdot W; \quad \text{forza sismica orizzontale}$$

$$F_v = k_v \cdot W; \quad \text{forza sismica verticale}$$

I valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} ; \quad \text{coeff. sismico orizzontale}$$

$$k_v = \pm 0,5 k_h ; \quad \text{coeff. sismico verticale}$$

Dove:

$$a_{\max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

S_S = coeff. amplificazione stratigrafica

S_T = coeff. di amplificazione topografica

Nel presente progetto è stata verificata la combinazione di carico sismica con riferimento allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV).

7.8.1 Pericolosità sismica

Per la caratterizzazione sismica del sito si è utilizzata la zonazione di cui al DM 17/01/2018, introducendo le coordinate geografiche di latitudine e longitudine proprie del sito di costruzione.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

● Ricerca per coordinate
LONGITUDINE: 9.58560 LATITUDINE: 45.70077

○ Ricerca per comune
REGIONE: Lombardia PROVINCIA: Bergamo COMUNE: Ponte San Pietro

Elaborazioni grafiche
Grafici spettri di risposta
Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche
Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo
● Sito esterno al reticolo
● Interpolazione su 3 nodi
● Interpolazione corretta

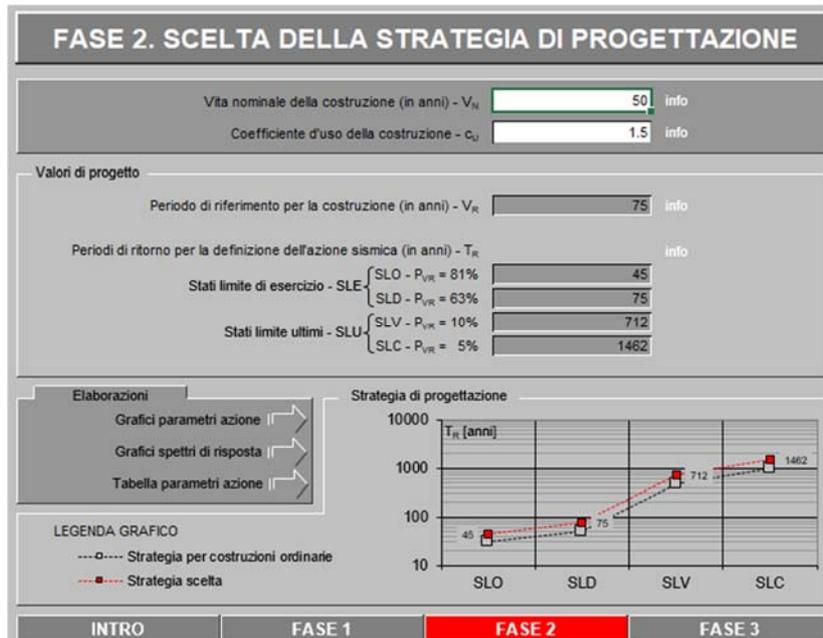
Interpolazione
superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO **FASE 1** FASE 2 FASE 3

L'azione sismica è stata individuata in accordo con le normative vigenti sulla base dei seguenti parametri:

- Vita nominale dell'opera $V_N = 50$ anni
- Classe d'uso dell'opera III $C_U = 1.5$



L'azione sismica di progetto viene calcolata con riferimento allo SLV, per il quale si calcola un periodo di ritorno dell'azione sismica di progetto pari a 712 anni. In funzione del periodo di ritorno dell'azione sismica, sono definiti i parametri di base dell'azione sismica:

- a_g accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	45	0.033	2.484	0.207
SLD	75	0.042	2.488	0.226
SLV	712	0.113	2.447	0.277
SLC	1462	0.146	2.475	0.283

Figura 15 – Tabella parametri azione

In funzione della categoria del sottosuolo e della categoria topografica, si valutano le azioni sismiche di base per il sito in esame. In particolare, sono definite:

- Categoria di sottosuolo C
- Categoria topografica T1

Da cui si evincono i seguenti valori del coefficiente stratigrafico e topografico

RELAZIONE DI CALCOLO RAMPE SCALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D26 CL	FV0300 002	A	25 di 119

- Coefficiente stratigrafico $S_s = 1.50$
- Coefficiente topografico $S_T = 1.00$

Come anzidetto, il calcolo viene eseguito con il metodo pseudostatico. In queste condizioni l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico. I valori dei coefficienti sismici orizzontali k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m \frac{a_{\max}}{g} \quad k_v = \pm 0.50 \cdot k_h$$

dove :

- $a_{\max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g$ accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
- g = accelerazione di gravità;

Coefficients sismici agli SLV			
$S = S_s \times S_T$	=	1.50	
a_{\max}	=	0.170	g
β_m	=	1.00	Struttura che non subisce spostamenti
K_h	=	0.170	coeff. sismico orizzontale
K_v	=	0.085	coeff. sismico verticale

Nel caso di strutture rigide completamente vincolate, in modo tale che non può svilupparsi nel terreno uno stato di spinta attiva, nonché nel caso di muri verticali con terrapieno a superficie orizzontale, l'incremento dinamico di spinta del terreno può essere calcolato secondo la *formula di Wood*:

$$\Delta P_d = \alpha \gamma H^2$$

$$\alpha = a_g / g \cdot S_s \cdot \beta_m \cdot S_T$$

dove:

- $H = 3.27$ m è l'altezza sulla quale agisce la spinta,
- $\gamma = 20$ kN/m³ è il peso per unità di volume del terreno di rinfianco
- β_m , S_s e S_T assumono i valori precedentemente descritti.

. Il punto di applicazione va preso a metà altezza.

Si ricorda, infine, che gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \psi_{2j} Q_{kj}$$

Dove si assumerà per i carichi dovuti al transito dei convogli ferroviari $\psi_{2j} = 0,2$ così come definito in Tabella 5.2.V del MdP RFI 2019.

G_1 =massa associata al peso proprio;

G_2 =massa associata al carico permanente;

Q_k =carico ferroviario.

8 ANALISI DEI CARICHI SEZIONE DI CALCOLO “B”

Il dimensionamento della struttura scatolare dell’atrio ascensore viene effettuato sulla base delle azioni elementari riportate nei successivi paragrafi.

8.1 PESO PROPRIO

Il peso proprio degli elementi strutturali viene tenuto in conto direttamente dai software di calcolo di riferimento una volta definite le geometrie ed il materiale ($\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$).

8.2 SPINTE DEL TERRENO

Si assume che sui piedritti agisca la spinta calcolata in condizioni di riposo.

Il coefficiente di spinta a riposo è espresso dalla relazione

$$K_0 = 1 - \sin\varphi = 1 - \sin 36^\circ = 0.412$$

dove $\varphi = 30^\circ$ rappresenta l'angolo d'attrito interno del terreno di rinfianco.

Quindi la pressione laterale, ad una generica profondità z e la spinta totale sulla parete di altezza H valgono:

$$\sigma = \gamma z K_0 + p_v K_0$$

dove p_v è la pressione verticale agente in corrispondenza del p.c. adiacente l’opera (dipendente dalle condizioni di carico descritte nei successivi paragrafi, i cui valori sono riportati nei paragrafi specifici).

RELAZIONE DI CALCOLO RAMPE SCALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D26 CL	FV0300 002	A	28 di 119

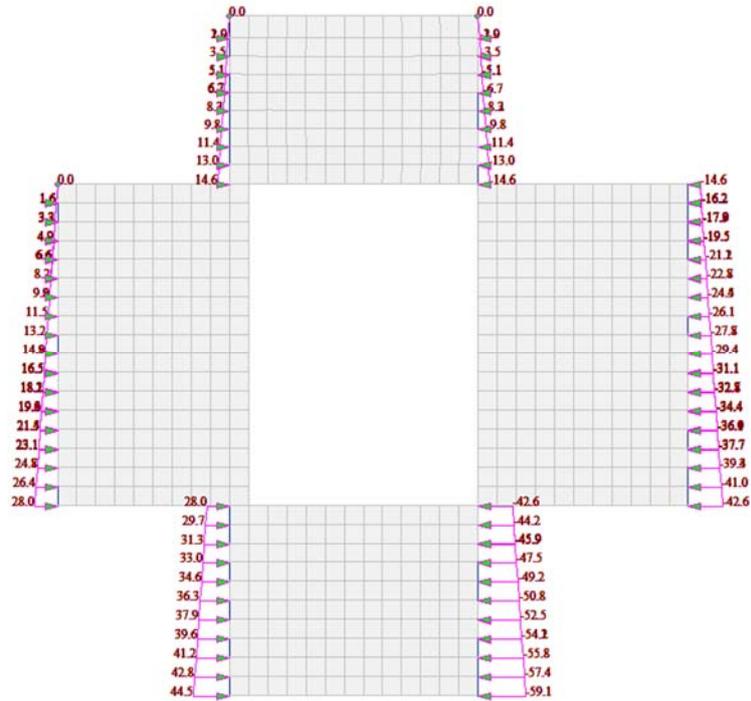


Figura 16 – Spinte del terreno in direzione Y (pareti X)

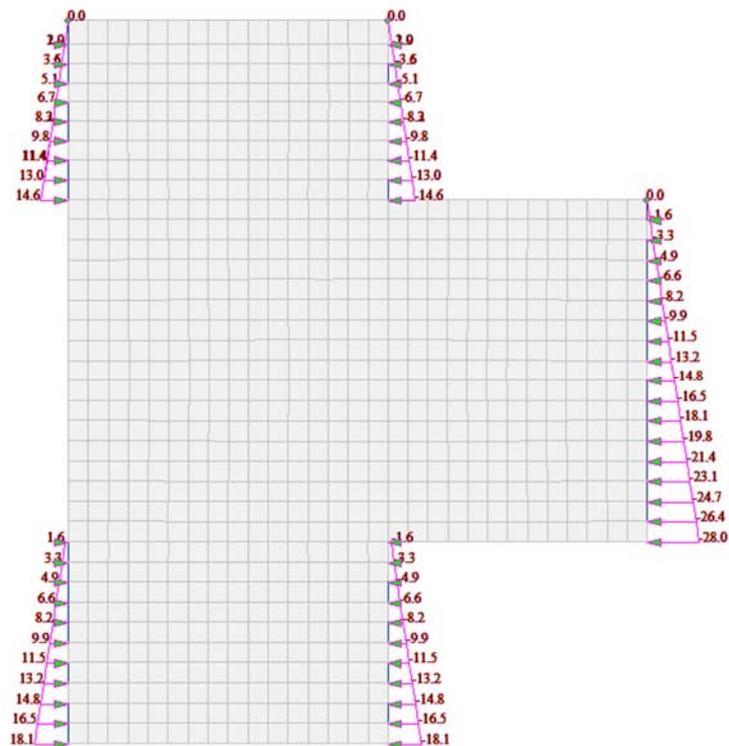


Figura 17 – Spinte del terreno in direzione X (pareti Y)

Spinta in presenza di falda

Nel caso in cui a monte della parete sia presente la falda il diagramma delle pressioni sulla parete risulta modificato a causa della sottospinta che l'acqua esercita sul terreno. Il peso di volume del terreno al di sopra della linea di falda non subisce variazioni. Viceversa al di sotto del livello di falda va considerato il peso di volume di galleggiamento:

$$\gamma_a = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$$

dove γ_{sat} è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e γ_w è il peso di volume dell'acqua. Quindi il diagramma delle pressioni al di sotto della linea di falda ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione idrostatica esercitata dall'acqua.

Nel caso in esame, la falda non risulta interagente per cui tale azione non è stata considerata.

8.3 CARICHI PERMANENTI

8.3.1 Ballast e armamento

La determinazione del carico permanente portato dovuto al peso della massicciata, dell'armamento potrà effettuarsi assumendo, convenzionalmente, per linea in rettilineo, un peso di volume pari a 18.0 kN/m³ per un'altezza media fra piano del ferro ed estradosso della soletta pari a 0,80 m, che corrisponde ad un carico sulla soletta superiore pari a 14.4 kN/m. Nel caso in esame, in tale condizione di carico viene incluso anche il carico dovuto ai sottostrati dell'armamento, per uno spessore complessivo di 1.0 m

$$G_{2,\text{arm}} = 18.0 \times 1.0 = 18.0 \text{ kN/m}^2$$

L'incremento di spinta orizzontale dovuto a tale condizione si considera agente sulle pareti X1, X2b, X3b e X4 è pari a:

$$S_{G_{2,\text{arm}}} = G_{2,\text{arm}} \times k_0 = 18.0 \text{ kN/m}^2 \times 0.412 = 7.4 \text{ kN/m}^2$$

8.3.2 Banchina

Il carico verticale dovuto al peso proprio della banchina viene simulato considerando un peso per unità di volume pari a 20 kN/m^3 per uno spessore di 1.6 m, a cui si somma il peso della pavimentazione e delle finiture aventi spessore complessivo pari a 0.35 m.

$$G_{2,\text{banc}} = \gamma_{\text{banc}} \times 1.6 \text{ m} + \gamma_{\text{fin}} \times 0.35 = 20 \times 1.6 + 24 \times 0.35 = 40.4 \text{ kN/m}^2.$$

Tale azione carica l'orizzontamento Z3.

In termini di spinte, la banchina viene considerata come uno strato di terreno, per cui il valore del carico orizzontale triangolare è già incluso nelle spinte calcolate al paragrafo 8.2.

Si calcola, invece, separatamente l'incremento di spinte orizzontali dovuto al peso delle finiture agente su tutte le pareti verticali:

$$S_{G2,\text{banc}} = G_{2,\text{banc}} \times k_0 = 8.4 \text{ kN/m}^2 \times 0.412 = 3.5 \text{ kN/m}^2$$

8.3.3 Pavimentazione sottopasso

Sulla soletta interna dell'atrio (orizzontamento Z2) si considera una pavimentazione di spessore 20 cm, per cui si ottiene un carico pari a:

$$G_{2,\text{PAV}} = \gamma_{\text{PAV}} \times 0.30 \text{ m} \times 1.00 \text{ m} = 22 \times 0.20 \times 1.00 = 4.4 \text{ kN/m}.$$

8.3.4 Scarichi ascensore

Il carico dell'ascensore è stato stimato considerando una struttura scatolare in vetro e acciaio costituita da 4 pilastri HEA200, 4 profili ad L100x10, 4 pareti verticali in vetro di dimensioni 2.85m x 2.75m, una lastra orizzontale in vetro di dimensioni 2.75m x 2.75m. Per il vetro si è considerato un peso per unità di volume pari a 27 kN/m^3 ed uno spessore pari a 3 cm.

Il carico degli elementi in vetro è applicato come carico lineare uniforme di entità pari a 3 kN/m sulla sommità delle pareti X2a, X3, Y1a e Y2a, mentre il carico della struttura in acciaio è applicato come forza nodale pari a 2 kN nei 4 spigoli costituenti il torrino su cui viene posta in opera l'ascensore.

8.3.5 Scarichi sottopasso

Gli scarichi del sottopasso di stazione adiacente all'atrio ascensore comportano un'incremento di spinta sulla parete Y1b. L'entità delle spinte è calcolata considerando il

valore medio degli scarichi in fondazione ottenuto dai tabulati di calcolo della relazione del sottopasso (N1BR02D26CLFV0300001A). In particolare, sono stati considerati direttamente i seguenti valori di combinazione:

$$G_{2,sott,SLU} = 160 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{2,sott,SLE_R} = 120 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{2,sott,SLE_QP} = 85 \text{ kN/m}^2$$

da cui:

$$S_{G2,sott,SLU} = G_{2,sott,SLU} \times k_0 = 160 \text{ kN/m}^2 \times 0.412 = 66 \text{ kN/m}^2$$

$$S_{G2,sott,SLE_R} = G_{2,sott,SLE_R} \times k_0 = 120 \text{ kN/m}^2 \times 0.412 = 49.5 \text{ kN/m}^2$$

$$S_{G2,sott,SLE_QP} = G_{2,sott,SLE_QP} \times k_0 = 85 \text{ kN/m}^2 \times 0.412 = 35 \text{ kN/m}^2$$

In maniera analoga, è stato calcolato il valore di spinta sulla parete Y2b dovuto al peso proprio dell'atrio stesso ($25 \times 0.5 = 12.5 \text{ kN/m}^2$) e della pavimentazione interna (4.4 kN/m^2). Si ottiene un valore di spinta pari quindi a:

$$S_{G1,Y2b} = 12.5 \text{ kN/m}^2 \times 0.412 = 5.2 \text{ kN/m}^2$$

$$S_{G2,Y2b} = 4.4 \text{ kN/m}^2 \times 0.412 = 1.8 \text{ kN/m}^2$$

8.4 CARICHI VARIABILI DA TRAFFICO FERROVIARIO

Nell'ambito del sottopasso ferroviario, si è fatto riferimento al D.M. 17/01/2018 (§5.2), considerando i carichi variabili da azioni da traffico ferroviario:

"I carichi verticali associati al transito dei convogli ferroviari sono definiti per mezzo di diversi modelli di carico rappresentativi delle diverse tipologie di traffico ferroviario: normale (LM71) e pesante (SW).

I valori dei suddetti carichi dovranno essere moltiplicati per un coefficiente di adattamento "α", variabile in ragione della tipologia dell'infrastruttura (ferrovie ordinarie, ferrovie leggere, metropolitane, ecc.)", come definito in Tab. 2.5.1.4.1-1 Coefficiente "α" del MdP RFI 2019 e di seguito riportata.

MODELLO DI CARICO	COEFFICIENTE "α"
LM71	1,10
SW/0	1,10
SW/2	1,00

Per l'analisi dell'opera in esame, come meglio descritto di seguito, si terrà in conto solo l'effetto del carico concentrato dovuto al modello LM71, che rappresenta la condizione più gravosa per un'opera da realizzarsi parallelamente ai binari.

Vista comunque la distanza tra i binari e le pareti, gli effetti del carico ferroviario sull'opera, comunque presenti, non rappresentano la condizione esterna più sfavorevole e, per tale motivo, non viene considerata la possibilità che agisca come carico variabile dominante.

8.4.1 Effetti dinamici

Le sollecitazioni e gli spostamenti determinati sulle strutture del ponte dall'applicazione statica dei modelli di carico debbono essere incrementati per tenere conto della natura dinamica del transito dei convogli.

In accordo con la figura 2.5.1.4.2.4-1 del MdP RFI 2019 non è richiesta l'analisi dinamica. Infatti:

- Velocità massima della linea ≤ 200 km/h:
- Il ponte non è continuo trattandosi di un sottovia
- n_0 entro i limiti di fig.1.4.2.4.2

Quest'ultima condizione, per strutture scatolari come quella in esame (sottovia di altezza libera $\leq 5,0$ m e luce libera $\leq 8,0$ m), in accordo con quanto specificato al punto 5.4 della Tabella 2.5.1.4.2.5.3-1 delMdP, è automaticamente verificata e gli effetti di amplificazione dinamica sono tenuti in conto attraverso il coefficiente di incremento dinamico Φ :

$$\Phi_3=1,35$$

TRAVI PRINCIPALI		
5	5.1 Travi e solette semplicemente appoggiate (compresi i solettoni a travi incorporate)	luce nella direzione delle travi principali
	5.2 Travi e solette continue su n luci, indicando con: $L_m = 1/n \cdot (L_1 + L_2 + \dots + L_n)$	$L_\phi = kL_m$ dove: $n = 2 - 3 - 4 \geq 5$ $k = 1,2 - 1,3 - 1,4 - 1,5$
	5.3 Portali: - a luce singola - a luci multiple	da considerare come trave continua a tre luci (usando la 5.2 considerando le altezze dei piedritti e la lunghezza del traverso) da considerare come trave continua a più luci (usando la 5.2 considerando le altezze dei piedritti terminali e la lunghezza di tutti i traversi)
	5.4 Solette ed altri elementi di scatolari per uno o più binari (sottovia di altezza libera $\leq 5,0$ m e luce libera $\leq 8,0$ m). Per gli scatolari che non rispettano i precedenti limiti vale il punto 5.3, trascurando la presenza della soletta inferiore e considerando un coefficiente riduttivo del Φ pari a 0,9, da applicare al coefficiente Φ	$\Phi_2 = 1,20$; $\Phi_3 = 1,35$
	5.5 Travi ad asse curvilineo, archi a spinta eliminata, archi senza riempimento.	metà della luce libera
	5.6 Archi e serie di archi con riempimento	due volte la luce libera

8.4.2 Distribuzione dei carichi ferroviari

I sovraccarichi ferroviari verticali ed orizzontali si distribuiscono, a partire dalla larghezza delle traversine (2.4 m) con pendenza 4 a 1 all'interno del ballast (0.80 m) e con pendenza a 45° negli eventuali strati di sub-ballast, super compattato, rinterro e all'interno del semispessore della soletta superiore di calcestruzzo (0.60 m).

$$L_d = 2.4 + (2 \cdot 0.8/4) + (2 \cdot 0.2) + (2 \cdot 0.6/2) = 3.8 \text{ m}$$

8.4.3 Treno di carico LM71

Il treno di carico LM71 è costituito da 4 assi verticali da 250 kN con interasse di 1,60 m e carico distribuito (segmentabile) di 80 kN/m in entrambe le direzioni, a partire da 0,80 m dagli assi d'estremità e per una lunghezza illimitata. La distribuzione dei carichi del treno LM71 è rappresentata di seguito.

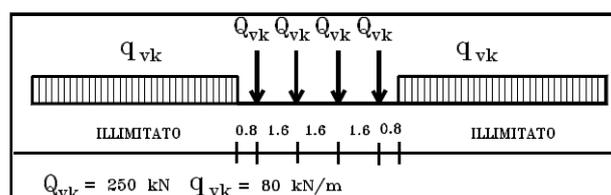


Figura 18 – Trenodi carico LM71

Treno	Tipo	Q _{vk}	q _{vk}	L _{long}	L _d	q _{vk}	α	Φ ₃	q _{vd}
		[kN]	[kN/m]	[m]	[m]	[kN/m ²]	[-]	[-]	[kN/m]
LM71	Carico concentrato	1000	-	6.40	3.8	37.2	1.1	1.35	61.1

Tabella 2 –Treno di carico LM71

Tale azione carica parzialmente (nelle zone di bordo) l'orizzontamento Z3. L'incremento di spinta orizzontale dovuto al peso del treno agente sulla parete X1, X2b, X3b e X4, è pari a:

$$S_{Qtreno} = Q_{treno} \times k_0 = 61.1 \text{ kN/m}^2 \times 0.412 = 25.2 \text{ kN/m}^2$$

8.5 SCARICHI PENSILINE

In corrispondenza delle opere in progetto, sono situati le colonne delle pensiline di banchina della fermata. Le colonne delle pensiline sono fondate su plinti di fondazione aventi dimensioni pari ad 2.05m x 2.05m x 0.6 m.

Il carico applicato è calcolato aggiungendo allo scarico massimo della pensilina (321 kN allo SLE, 489 kN allo SLU, 164 kN allo SLV), il peso del plinto di fondazione (63 kN allo SLE e allo SLV, 63x1.35 = 85 kN allo SLU). Il carico agente sul solettone di copertura può essere calcolato considerando, cautelativamente, un angolo di diffusione pari a 45° fino al semispessore della soletta. Si ottiene un carico caratteristico per unità di superficie distribuito su un'area quadrata di lato pari 3.45 m. In particolare, sono stati considerati direttamente i seguenti valori di combinazione:

SLE	$384/(3.45 \times 3.45) = 32.3 \text{ kN/m}^2$
SLU	$320.1/(3.45 \times 3.45) = 48.2 \text{ kN/m}^2$
SLV	$G_{2PENS} = 320.1/(3.45 \times 3.45) = 19.1 \text{ kN/m}^2$

Nel caso in esame, gli effetti degli scarichi della pensilina sono applicati al solettone Z3 nella parte terminale interessata dallo scarico delle colonne.

8.6 SOVRACCARICHI BANCHINA E SOTTOPASSO

Si considera un carico variabile d'esercizio di Cat. C3 (stazioni ferroviarie) pari a 5 kN/m², in accordo con quanto prescritto dal D.M. 17/01/2018 Tabella 3.1.II.7 agente sulle solette Z2 e, parzialmente, sulla soletta Z3 nell'area occupata dalla banchina.

L'incremento di spinte orizzontali si considera agente su tutte le pareti verticali e risulta pari a:

$$S_{Qv} = Q_v \times k_0 = 5.0 \text{ kN/m}^2 \times 0.412 = 2.1 \text{ kN/m}^2$$

8.7 AZIONI TERMICHE

In accordo con quanto previsto dal MdP RFI 2019, alla soletta superiore Z3 si applica una variazione termica uniforme pari a $\Delta t = \pm 15^\circ\text{C}$ ed una variazione nello spessore tra estradosso ed intradosso pari a $\Delta t = \pm 5^\circ\text{C}$.

8.8 RITIRO

Gli effetti del ritiro vanno valutati a "lungo termine" attraverso il calcolo dei coefficienti di ritiro finale $\epsilon_{cs}(t, t_0)$ e di viscosità $\phi(t, t_0)$, come definiti nell'EUROCODICE 2- UNI EN 1992-1-1 Novembre 2005 e D.M.17-01-2018. I fenomeni di ritiro vengono considerati agenti solo sulla soletta di copertura Z3 ed applicati nel modello come una variazione termica uniforme equivalente agli effetti del ritiro che viene posta, cautelativamente, pari a -10°C .

Tale variazione di temperatura (ΔT_{ritiro}) è stata calcolata nelle seguenti ipotesi:

Umidità media RH: 80%

Tempo in giorni dal getto: 1 anno (365 gg.)

In accordo con paragrafo 11.2.10.6 del D.M.17-01-2018 si ha:

$$\epsilon_{c0} = -0.24\text{‰};$$

$$h_0 = 1100\text{mm};$$

$$\epsilon_{cd,\infty} = -0.24 \cdot k_h = -0.24 \times 0.70 = -0.168\text{‰}.$$

Attraverso la formula 11.2.8 del D.M.17-01-2018, si ottiene la deformazione da essiccamento a 365 gg.

$$\epsilon_{cd}(365\text{gg}) = 0.0000452;$$

il valore medio del ritiro autogeno è invece calcolato con la formula 11.2.10 del D. M. 17-01-2018:

$$\varepsilon_{ca} = 0.000055;$$

Per cui la deformazione totale per ritiro vale:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = 0.0000452 + 0.000055 = 0.00010.$$

Il coefficiente di dilatazione termica $\varepsilon = 0.000012$, per cui:

$$\Delta T = \varepsilon_{cs} / \alpha = 8.3^{\circ}\text{C} \approx 10^{\circ}\text{C}$$

8.9 AZIONI SISMICHE

Nell'analisi pseudo-statica l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico k.

Le forze sismiche sono pertanto le seguenti:

$$F_h = k_h \cdot W; \quad \text{forza sismica orizzontale}$$

$$F_v = k_v \cdot W; \quad \text{forza sismica verticale}$$

I valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g}; \quad \text{coeff. sismico orizzontale}$$

$$k_v = \pm 0,5 k_h; \quad \text{coeff. sismico verticale}$$

Dove:

$$a_{\max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

S_S = coeff. amplificazione stratigrafica

S_T = coeff. di amplificazione topografica

Nel presente progetto è stata verificata la combinazione di carico sismica con riferimento allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV).

8.9.1 Pericolosità sismica

Per la caratterizzazione sismica del sito si è utilizzata la zonazione di cui al DM 17/01/2018, introducendo le coordinate geografiche di latitudine e longitudine proprie del sito di costruzione.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate
 LONGITUDINE: LATITUDINE:

Ricerca per comune
 REGIONE: Lombardia PROVINCIA: Bergamo COMUNE: Ponte San Pietro

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento



Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta

Interpolazione: superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le ... coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che ... all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO **FASE 1** FASE 2 FASE 3

L'azione sismica è stata individuata in accordo con le normative vigenti sulla base dei seguenti parametri:

- Vita nominale dell'opera $V_N = 50$ anni
- Classe d'uso dell'opera III $C_U = 1.5$

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	$\left\{ \begin{array}{l} \text{SLO} - P_{VR} = 81\% \\ \text{SLD} - P_{VR} = 63\% \end{array} \right.$	<input type="text" value="45"/>
		<input type="text" value="75"/>
Stati limite ultimi - SLU	$\left\{ \begin{array}{l} \text{SLV} - P_{VR} = 10\% \\ \text{SLC} - P_{VR} = 5\% \end{array} \right.$	<input type="text" value="712"/>
		<input type="text" value="1462"/>

Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

LEGENDA GRAFICO

---o--- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

Strategia di progettazione



INTRO FASE 1 **FASE 2** FASE 3

L'azione sismica di progetto viene calcolata con riferimento allo SLV, per il quale si calcola un periodo di ritorno dell'azione sismica di progetto pari a 712 anni. In funzione del periodo di ritorno dell'azione sismica, sono definiti i parametri di base dell'azione sismica:

- a_g accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	45	0.033	2.484	0.207
SLD	75	0.042	2.488	0.226
SLV	712	0.113	2.447	0.277
SLC	1462	0.146	2.475	0.283

Figura 19 – Tabella parametri azione

In funzione della categoria del sottosuolo e della categoria topografica, si valutano le azioni sismiche di base per il sito in esame. In particolare, sono definite:

- Categoria di sottosuolo C
- Categoria topografica T1

Da cui si evincono i seguenti valori del coefficiente stratigrafico e topografico

- Coefficiente stratigrafico $S_s = 1.50$
- Coefficiente topografico $S_t = 1.00$

Come anzidetto, il calcolo viene eseguito con il metodo pseudostatico. In queste condizioni l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico. I valori dei coefficienti sismici orizzontali k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m \frac{a_{max}}{g} \quad k_v = \pm 0.50 \cdot k_h$$

dove :

- $a_{max} = S_s \cdot S_t \cdot a_g$ accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
- g = accelerazione di gravità;

Coefficientsi sismici agli SLV			
$S=S_s \times S_T$	=	1.50	
a_{max}	=	0.170	g
β_m	=	1.00	Struttura che non subisce spostamenti
K_h	=	0.170	coeff. sismico orizzontale
K_v	=	0.085	coeff. sismico verticale

Nel caso di strutture rigide completamente vincolate, in modo tale che non può svilupparsi nel terreno uno stato di spinta attiva, nonché nel caso di muri verticali con terrapieno a superficie orizzontale, l'incremento dinamico di spinta del terreno può essere calcolato secondo la *formula di Wood*:

$$\Delta P_d = \alpha \gamma H^2 = 0.170 \times 20 \times 7.17^2 = 174.8 \text{ kN/m}$$

$$\alpha = a_g / g * S_s * \beta_m * S_t$$

dove:

- $H = 7.17\text{m}$ è l'altezza sulla quale agisce la spinta,
- $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ è il peso per unità di volume del terreno di rinfianco
- β_m , S_s e S_t assumono i valori precedentemente descritti.

Il punto di applicazione va preso a metà altezza.

Nel caso specifico, cautelativamente, per ciascun verso e direzione dell'azione sismica, su tutte le pareti è stata applicata un'azione sismica alla Wood per unità di superficie, considerando l'altezza complessiva della struttura, pari a 7.17 m.

$$\Delta P_d / H = \alpha \gamma H^2 / H = 174.8 / 7.17 = 24.4 \text{ kN/m}^2$$

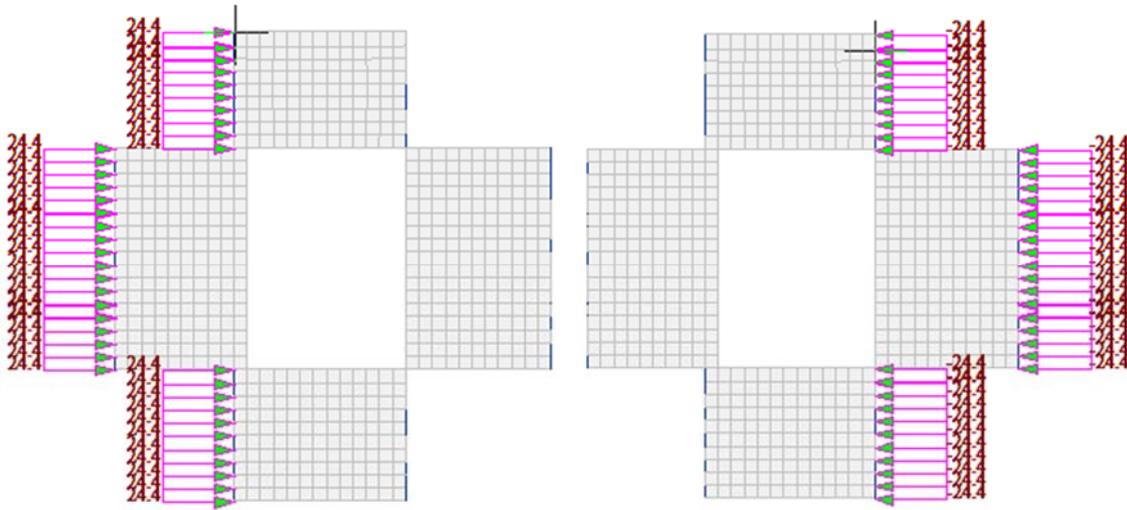


Figura 20 – Incrementi di spinta in condizione sismica del terreno in direzione Y (pareti X) – Ey+ e Ey-

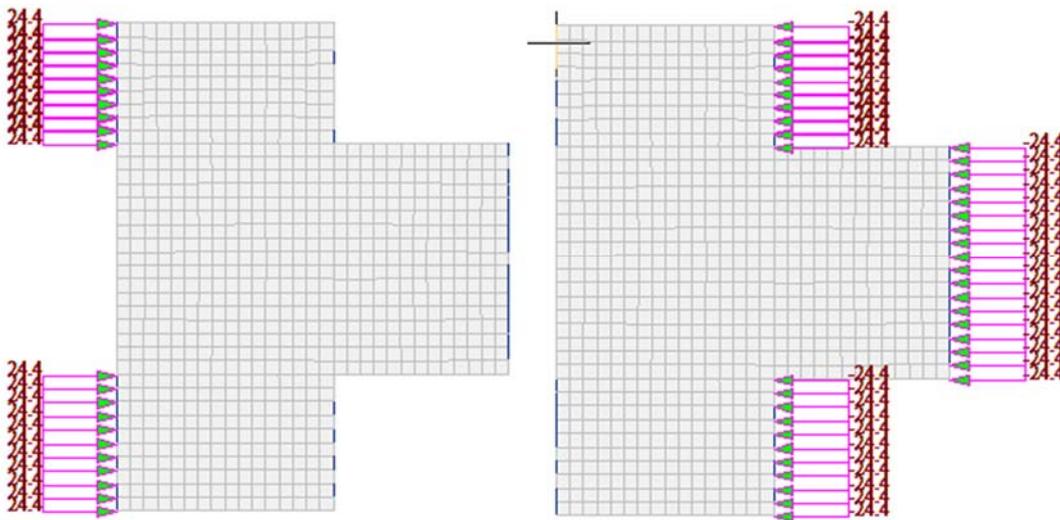


Figura 21 – Incrementi di spinta in condizione sismica del terreno in direzione X (pareti Y) – Ex+ e Ex-

Si ricorda, infine, che gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate al peso proprio e ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \psi_{2j} Q_{kj}$$

Dove si assumerà per i carichi dovuti al transito dei convogli ferroviari $\psi_{2j} = 0,2$ così come definito in Tabella 5.2.V del MdP RFI 2019.

G_1 =massa associata al peso proprio;

G_2 =massa associata al carico permanente;

Q_k =carico ferroviario ($\psi=0.2$) e carichi variabile ($\psi=0.6$)

I carichi sono dunque dapprima convertiti in masse e, successivamente, applicati come azioni statiche equivalenti in funzione dell'accelerazione a_{max} .

9 COMBINAZIONI DI CARICO

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza è stata effettuata con il “metodo dei coefficienti parziali” di sicurezza espresso dalla equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

dove:

R_d è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right];$$

Il coefficiente γ_R opera direttamente sulla resistenza del sistema. I coefficienti parziali di sicurezza, $\gamma_{M,i}$ e $\gamma_{F,j}$, associati rispettivamente al materiale i -esimo e all'azione j -esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e all'affidabilità del modello di calcolo.

E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato direttamente come $E_d = E_k \cdot \gamma_E$ con $\gamma_E = \gamma_F$:

$$E_d = \gamma_E E \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right];$$

La verifica della relazione $R_d \geq E_d$ è stata effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali (cfr tabelle sotto), rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coazione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_r	1,0	1,0

Tabella 3 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici dei terreni

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Tabella 4 – Coefficienti parziali per le resistenze

Nel caso specifico le verifiche tipo geotecniche (GEO), di equilibrio di corpo rigido (EQU) e strutturali (STR) sono state condotte sulla base dell'Approccio 2, che prevede la combinazione dei seguenti coefficienti:

- A1+M1+R3

Per le verifiche agli stati limite si considerano le combinazioni di carico previste nel DM del 17/01/2018 al punto 2.5.3 (“Combinazioni delle azioni”) che descrivono le combinazioni in generale.

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

- Combinazione fondamentale impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_2 \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{K1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{K2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{K3} + \dots$$

- Combinazione caratteristica (rara) impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + Q_{K1} + \psi_{02} \cdot Q_{K2} + \psi_{03} \cdot Q_{K3} + \dots$$

- Combinazione frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{23} \cdot Q_{K3} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente (SLE) impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2} + \psi_{23} \cdot Q_{K3} + \dots$$

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

$$E + G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2} + \dots$$

Gli effetti dei carichi verticali, dovuti alla presenza dei convogli, vengono sempre combinati con le altre azioni derivanti dal traffico ferroviario, adottando i coefficienti di cui alla *Tabella 5.2.IV del DM 17/01/2018* di seguito riportata.

In particolare, per ogni gruppo viene individuata una azione dominante che verrà considerata per intero; per le altre azioni, vengono definiti diversi coefficienti di combinazione. Ogni gruppo massimizza una particolare condizione alla quale la struttura dovrà essere verificata.

Tab. 5.2.IV -Valutazione dei carichi da traffico

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			Commenti
	Carico verticale (1)	Treno scarico	Frenatura e avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo 1 (2)	1,0	-	0,5 (0,0)	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	massima azione verticale e laterale
Gruppo 2 (2)	-	1,0	0,0	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	stabilità laterale
Gruppo 3 (2)	1,0 (0,5)	-	1,0	0,5 (0,0)	0,5 (0,0)	massima azione longitudinale
Gruppo 4	0,8 (0,6;0,4)	-	0,8 (0,6;0,4)	0,8 (0,6;0,4)	0,8 (0,6;0,4)	Fessurazione

(1) Includendo tutti i valori (F; a; etc..)

(2) La simultaneità di due o tre valori caratteristici interi (assunzione di diversi coefficienti pari ad 1.0), sebbene improbabile, è stata considerata come semplificazione per i gruppi di carico 1,2 e 3 senza che ciò abbia significative conseguenze progettuali

I valori campiti in grigio rappresentano l'azione dominante.

Nella tabella sopra riportata è indicato un coefficiente per gli effetti a sfavore di sicurezza e, tra parentesi, un coefficiente, minore del precedente, per gli effetti a favore di sicurezza.

In fase di combinazione, ai fini delle verifiche degli SLU e SLE per la verifica delle tensioni, si considera il solo Gruppo di Carico 3 che risulta maggiormente gravoso rispetto al Gruppo 1. A favore di sicurezza, essendo il problema della fessurazione molto sentito nelle opere ferroviarie interrate, il Gruppo 3 viene considerato anche ai fini delle verifiche a fessurazione (da eseguirsi in combinazione rara).

I Gruppi definiscono le azioni che nelle diverse combinazioni sono generalmente definite come Q_{ki} .

I coefficienti di amplificazione dei carichi g e i coefficienti di combinazione ψ sono riportati nelle tabelle seguenti.

Tab. 5.2.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Coefficiente			EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁵⁾	1,00 ⁽⁶⁾	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	γ_{Ce}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole	d	1,20	1,20	1,00

Tab. 5.2.VI - Coefficienti di combinazione Ψ delle azioni

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	gr_1	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr_2	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	gr_3	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr_4	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F_{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T_k	0,60	0,60	0,50

Nella combinazione sismica le azioni indotte dal traffico ferroviario sono combinate con un coefficiente $\psi_2 = 0.2$ (punto 3.2.4 del DM 17/01/2018) coerentemente con l'aliquota di massa afferente ai carichi da traffico.

Le condizioni elementari e le combinazioni di carico sono elencate per esteso nel capitolo 14, in cui sono riportati i tabulati di calcolo del software.

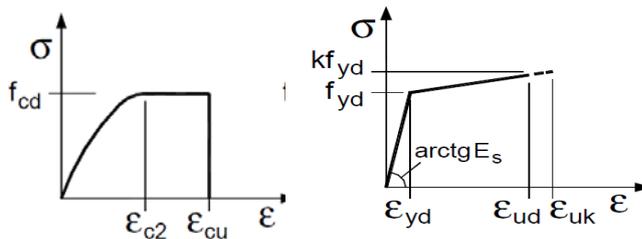
10 CRITERI GENERALI PER LE VERIFICHE STRUTTURALI

I criteri generali di verifica utilizzati per la valutazione delle capacità resistenti delle sezioni, per la condizione SLU, e per le massime tensioni nei materiali nonché per il controllo della fessurazione, relativamente agli SLE, sono quelli definiti al p.to 4.1.2 del DM 17.01.18.

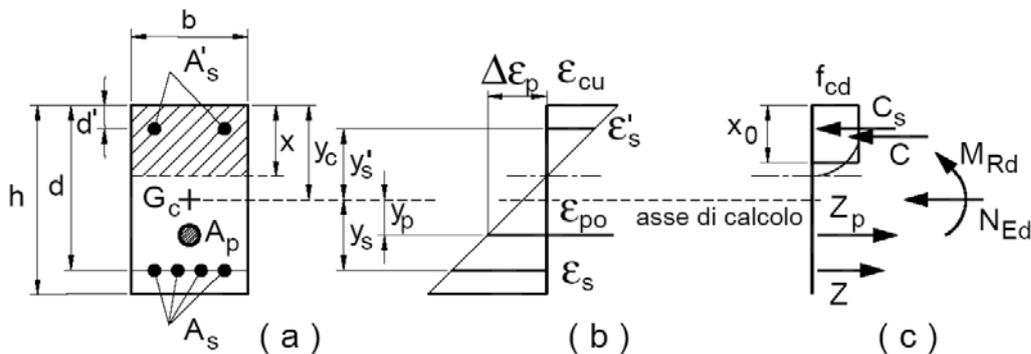
10.1 VERIFICHE ALLO SLU

10.1.1 Pressoflessione

La determinazione della capacità resistente a flessione/pressoflessione della generica sezione, viene effettuata con i criteri di cui al punto 4.1.2.1.2.4 delle NTC18, secondo quanto riportato schematicamente nelle figure seguito, tenendo conto dei valori delle resistenze e deformazioni di calcolo riportate al paragrafo dedicato alle caratteristiche dei materiali:



Legami costitutivi Calcestruzzo ed Acciaio -



Schema di riferimento per la valutazione della capacità resistente a pressoflessione generica sezione -

La verifica consisterà nel controllare il soddisfacimento della seguente condizione:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

dove

M_{Rd} è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ;

N_{Ed} è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;

M_{Ed} è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

10.1.2 Taglio

Per la verifica di resistenza allo SLU con riferimento alle sollecitazioni taglianti deve risultare:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

Il taglio V_{Ed} è pari ai massimi valori del taglio sollecitante derivante dall'analisi per i vari elementi strutturali. Per tutti gli elementi strutturali il massimo taglio si riscontra in corrispondenza della sezione di attacco tra l'elemento stesso e quello ad esso ortogonale.

[NTC – 4.1.2.1.3.1] La resistenza a taglio in assenza di armatura specifica risulta pari a:

$$V_{Rd} = \left\{ 0.18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0.15 \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0.15 \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

dove:

- $v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$;
- $k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$;
- $\rho_l = A_{sl}/(b_w \cdot d) \leq 0.02$;
- $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c \leq 0.02 f_{cd}$;
- d è l'altezza utile della sezione (in mm);
- b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

[NTC – 4.1.2.1.3.2] In presenza di armatura resistente a taglio, il taglio resistente V_{Rd} è il minimo tra la resistenza a taglio trazione V_{Rsd} e la resistenza a taglio compressione V_{Rcd} .

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot f'_{cd} (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta)$$

in cui:

- d è l'altezza utile della sezione (in mm);
- b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).
- A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale;
- s è l'interasse tra due armature trasversali consecutive;
- f'_{cd} è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima, pari a $0.5 f_{cd}$;
- α è l'inclinazione dell'armatura resistente a taglio rispetto all'asse dell'elemento;
- θ è l'inclinazione della biella di calcestruzzo compressa.

10.2 VERIFICHE AGLISLE

La verifica nei confronti degli Stati limite di esercizio, consiste nel controllare, con riferimento alle sollecitazioni di calcolo corrispondenti alle Combinazioni di Esercizio, il livello tensionale nei materiali e l'ampiezza delle fessure attesa, secondo quanto di seguito specificato.

10.2.1 Verifiche alle tensioni

La verifica delle tensioni in esercizio consiste nel controllare il rispetto dei limiti tensionali previsti per il calcestruzzo e per l'acciaio per ciascuna delle combinazioni di carico caratteristiche "Rara" e "Quasi Permanente"; i valori tensionali nei materiali sono valutati secondo le note teorie di analisi delle sezioni in c.a. in campo elastico e con calcestruzzo "non reagente" adottando come limiti di riferimento, trattandosi nel caso in specie di opere Ferroviarie, quelli indicati nel MdP RFI.

Strutture in c.a.

Tensioni di compressione del calcestruzzo

Devono essere rispettati i seguenti limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

- per combinazione di carico caratteristica (rara): $0,55 f_{ck}$;
- per combinazioni di carico quasi permanente: $0,40 f_{ck}$;
- per spessori minori di 5 cm, le tensioni normali limite di esercizio sono ridotte del 30%.

Tensioni di trazione nell'acciaio

Per le armature ordinarie, la massima tensione di trazione sotto la combinazione di carico caratteristica (rara) non deve superare $0,75 f_{yk}$.

10.2.2 Verifiche a fessurazione

La verifica a fessurazione consiste nel controllo dell'ampiezza massima delle fessure per le combinazioni di carico di esercizio i cui valori limite sono stabiliti, nell'ambito del progetto di opere ferroviarie, nel MdPRFI.

In particolare l'apertura convenzionale delle fessure δ_f dovrà rispettare i seguenti limiti:

- $\delta_f \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$ per tutte le strutture in condizioni ambientali aggressive o molto aggressive (così come identificate dal DM 17.1.), per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture;
- $\delta_f \leq w_2 = 0.3 \text{ mm}$ per strutture in condizioni ambientali ordinarie.

Tabella 4.1.III – *Descrizione delle condizioni ambientali*

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

In definitiva, nel caso in esame, con riferimento alle indicazioni della tabella di cui in precedenza, si adotta il limite $w_1=0.20$ mm sia per le parti in elevazione che per quelle in fondazione, in quanto in entrambi i casi trattasi di strutture a permanente contatto col terreno.

11 ANALISI E VERIFICHE SEZIONE DI CALCOLO “A”

11.1 INVILUPPO DELLE CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE

Di seguito si riportano i risultati dell’analisi effettuata mediante l’ausilio del programma di calcolo in termini di involuppo delle sollecitazioni.

Gli involuppi delle sollecitazioni sono presentati in forma di diagrammi. Nei tabulati di calcolo sono riportati, invece, i valori numerici per le sezioni significative per tutte le combinazioni di carico precedentemente descritte.

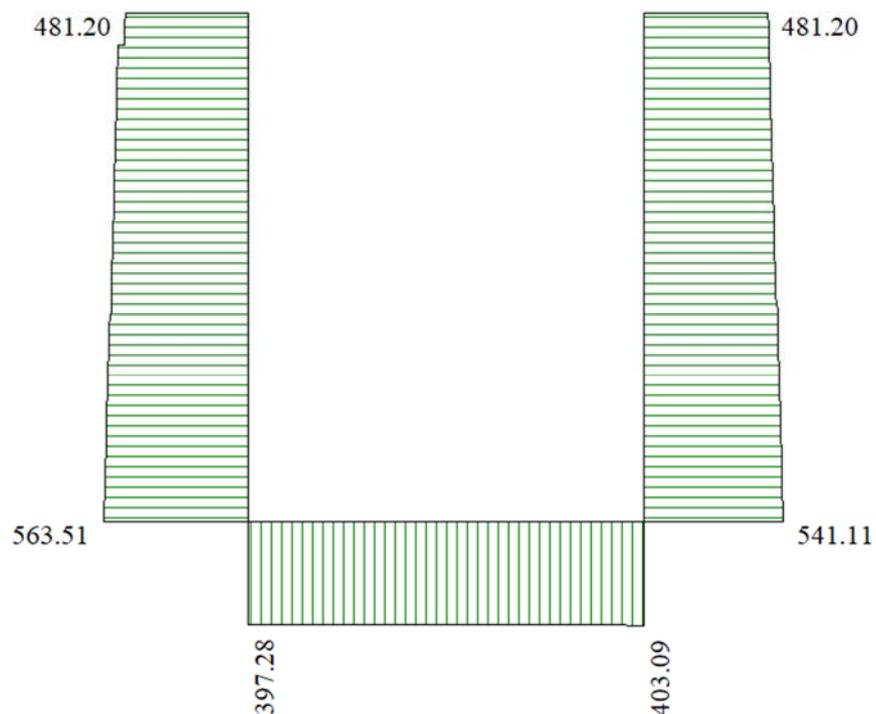


Figura 22 – Involuppo Sforzo Normale SLU

RELAZIONE DI CALCOLO RAMPE SCALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D26 CL	FV0300 002	A	51 di 119

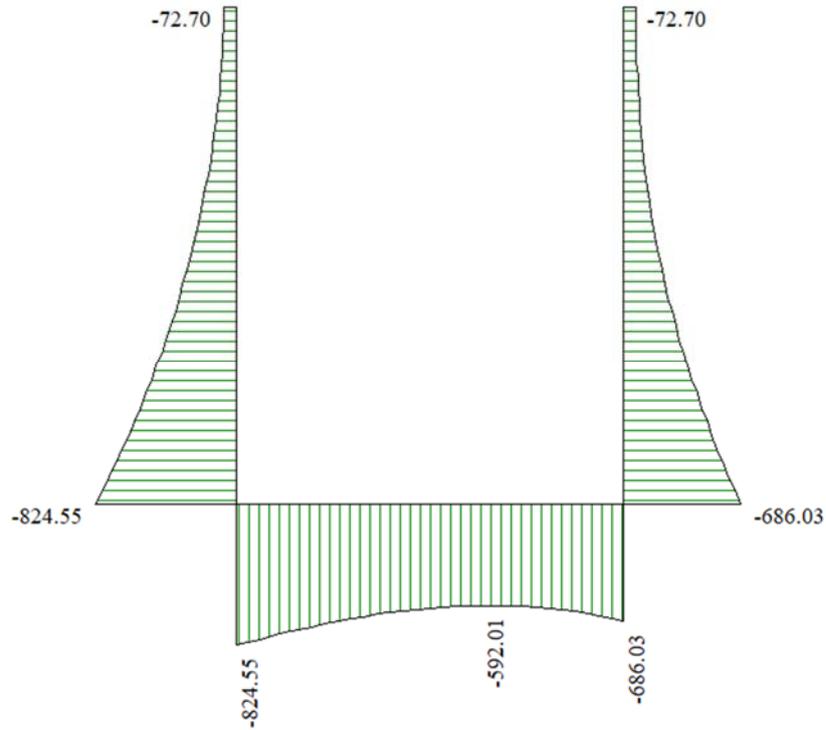


Figura 23 – Involuppo Momento Flettente SLU

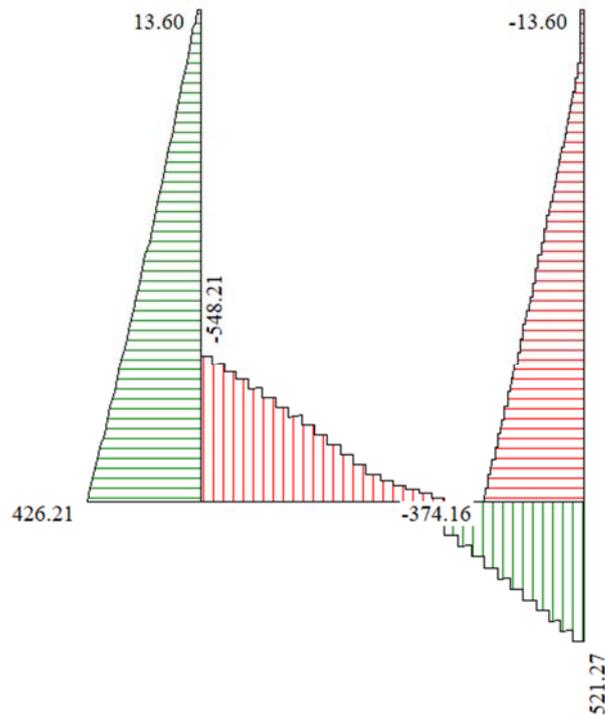


Figura 24 – Involuppo Taglio SLU

RELAZIONE DI CALCOLO RAMPE SCALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D26 CL	FV0300 002	A	52 di 119

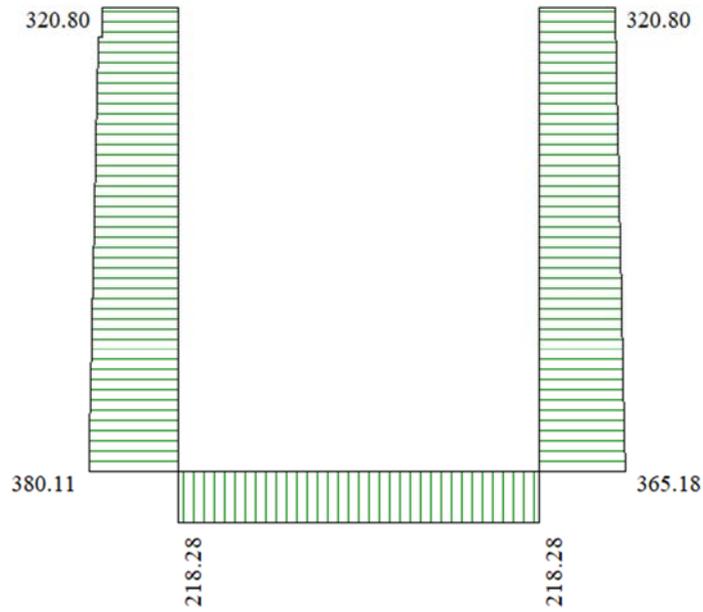


Figura 25 – Involuppo Sforzo Normale SLE

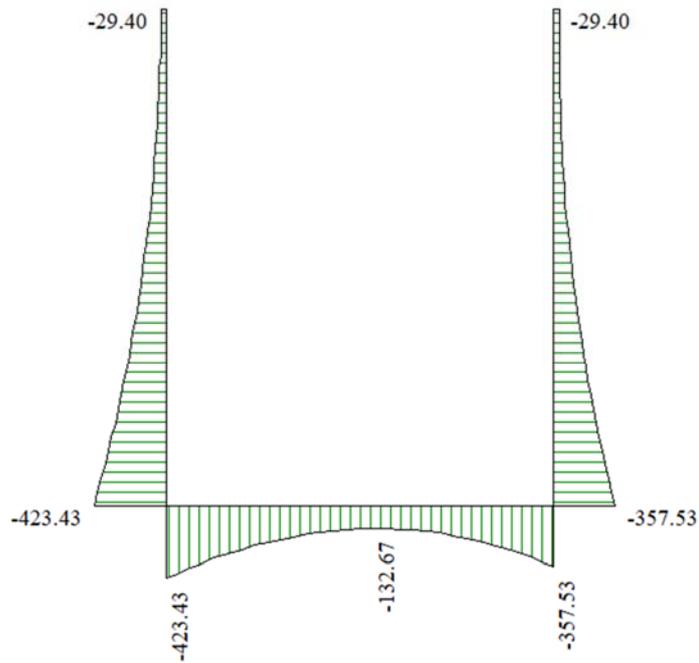


Figura 26 – Involuppo Momento Flettente SLE

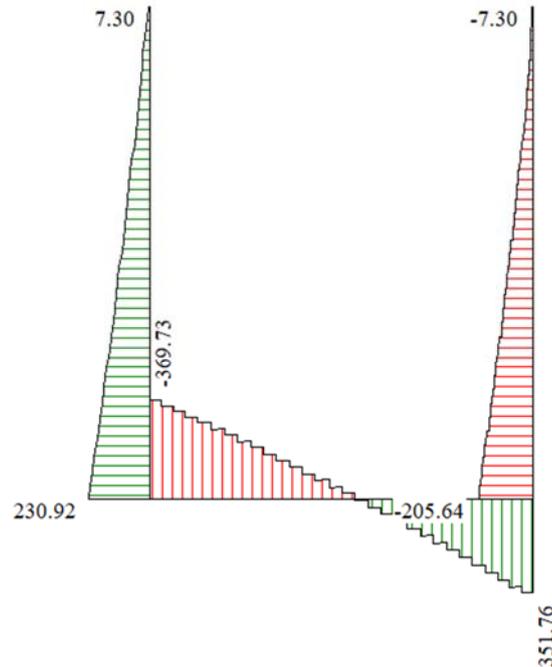


Figura 27 – Involucro Taglio SLE

11.2 ARMATURE DI PROGETTO

Nella tabella seguente si riportano le armature di progetto previste per le sezioni di calcolo in questione:

Elemento	Armatura a flessione	
	Lato esterno (terreno)	Lato interno
PIEDRITTI	1 ϕ 26/10	1 ϕ 22/20
FONDAZIONE	1 ϕ 26/10	1 ϕ 22/20

Per quanto riguarda l'armatura a taglio, si posizionano spilli ϕ 12/20x20 cm nelle sezioni terminali per una lunghezza di almeno 100cm dal filo esterno del nodo con le solette.

Nei seguenti paragrafi, si riportano i risultati delle verifiche per i diversi elementi.

11.3 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

11.3.1 Verifiche a pressoflessione (SLU)

Il software esegue in automatico le verifiche strutturali allo stato limite ultimo secondo i criteri esposti al paragrafo 10.1 Ai fini delle verifiche si è fatto riferimento ad un copriferro di calcolo (asse armature) pari a 6 cm. Per ulteriori dettagli circa i risultati delle verifiche si rimanda ai tabulati di calcolo.

11.3.2 Verifiche a taglio (SLU)

Le verifiche a taglio vengono eseguite attraverso l'ausilio di fogli di calcolo strutturati ad hoc che consentono di calcolare il taglio resistente in assenza e/o in presenza di apposita armatura a taglio secondo quanto previsto dalle NTC2018. I risultati ottenuti dalle verifiche delle sezioni maggiormente sollecitate per la struttura in esame (a filo parete) sono riepilogati di seguito. Nella prima tabella viene mostrata la verifica a taglio del calcestruzzo senza il contributo delle armature, mentre nella seconda tabella si mostra, per gli elementi per i quali la prima verifica non risulta soddisfatta, il dimensionamento della specifica armatura a taglio.

Tabella 5 – Verifica a taglio in assenza di specifica armatura

VERIFICA PER ELEMENTI NON ARMATI A TAGLIO: $V_{Ed} < V_{Rd}$													
Sezione	$V_{Ed,max}$	h	c	d	b	k	A_l	ρ_l	$N_{Ed,min}$	σ_{cp}	v_{min}	V_{Rd}	VERIFICA
	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[mm ²]	[-]	[kN]	[MPa]	[-]	[kN]	
Fondazione	458.2	500	60	440	1000	1.67	5309.3	1.2E-02	0.0	0.000	0.43	298.8	NO
Piedritto inf	400.6	500	60	440	1000	1.67	5309.3	1.0E-02	217.2	0.434	0.43	327.5	NO

Come si evince dalla precedente tabella, le verifiche in assenza di armatura a taglio non risultano soddisfatte. Nella seguente tabella viene quindi mostrato il dimensionamento di specifiche armature resistenti a taglio, costituite nel caso in esame da spilli.

VERIFICA PER ELEMENTI ARMATI A TAGLIO: $V_{Ed} < V_{Rd}$																
SEZIONE CLS			ARMATURA A TAGLIO					V_{Ed}	TAGLIO COMPRESSIONE				TAGLIO TRAZIONE			FS
Sezione	h	d	b	ϕ_{legat}	Bracci	A_ϕ	A_{sw}		α_c	f'_{cd}	$cot\theta$	V_{Rcd}	$cot\alpha$	S_{eff}	V_{Rsd}	
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[mm ²]	[mm ²]	[-]	[N/mm ²]	[-]	[kN]	[-]	[mm]	[kN]		
Fondazione	500	440	1000	12	5.0	113.1	565.5	458	1.00	9.07	2.0	1452	0.0	200	859.9	1.88
Piedritto inf	500	440	1000	12	5.0	113.1	565.5	401	1.00	9.07	2.0	1452	0.0	200	859.9	2.15

11.3.3 Verifiche allo SLE

Il software esegue in automatico le verifiche strutturali allo stato limite di esercizio (verifica alle tensioni e verifica a fessurazione) secondo i criteri esposti al paragrafo 10.2. Ai fini delle verifiche si è fatto riferimento ad un copriferro di calcolo (asse armature) pari a 6 cm. Per ulteriori dettagli circa i risultati delle verifiche si rimanda ai tabulati di calcolo.

Inviluppo spostamenti fondazione

X [m]	u_{Ymin} [cm]	u_{Ymax} [cm]
0.25	0.6488	3.6721
0.33	0.7280	3.7158
0.42	0.8057	3.7584
0.50	0.8817	3.8000
0.59	0.9650	3.8453
0.69	1.0464	3.8895
0.78	1.1260	3.9327
0.87	1.2038	3.9749
0.97	1.2798	4.0164
1.06	1.3540	4.0571
1.15	1.4266	4.0971
1.25	1.4975	4.1364
1.34	1.5668	4.1750
1.43	1.6345	4.2131
1.53	1.7006	4.2507
1.62	1.7652	4.2877
1.71	1.8282	4.3243
1.81	1.8897	4.3603
1.90	1.9497	4.3958
1.99	2.0082	4.4309
2.09	2.0652	4.4654
2.18	2.1208	4.4993
2.27	2.1748	4.5327
2.37	2.2273	4.5654
2.46	2.2783	4.5973
2.55	2.3277	4.6287
2.65	2.3756	4.6592
2.74	2.4219	4.6888
2.82	2.4619	4.7144
2.91	2.5006	4.7391
2.91	2.5379	4.7628

11.3.4 Verifiche geotecniche: verifica a carico limite

Il terreno di fondazione deve essere in grado di sopportare il carico che gli viene trasmesso dalle strutture sovrastanti senza che si verifichi rottura e senza che i cedimenti della struttura siano eccessivi.

La verifica a carico limite è eseguita in automatico dal software di calcolo attraverso l'utilizzo di una formula trinomia. Come è noto in letteratura esistono diverse formule che si differenziano tra loro per l'introduzione di fattori correttivi per tener conto della profondità della fondazione, dell'eccentricità ed inclinazione del carico, ecc.

Nel caso in esame, si sono utilizzate le espressioni dei coefficienti proposti da Meyerhof. Si riportano qui di seguito i risultati ottenuti per le combinazioni di carico più gravose.

Simbologia adottata

- IC Indice della combinazione
- Nc, Nq, Ny Fattori di capacità portante
- N'c, N'q, N'γ Fattori di capacità portante corretti
- qu Portanza ultima del terreno, espressa in [MPa]
- QU Portanza ultima del terreno, espressa in [kN]/m
- QY Carico verticale al piano di posa, espressa in [kN]/m
- FS Fattore di sicurezza a carico limite

IC	Nc	Nq	Ny	N'c	N'q	N'γ	qu	QU	QY	FS
1	50.59	37.75	44.43	54.98	34.86	24.92	3165	10253.02	1168.93	8.77
2	50.59	37.75	44.43	24.25	15.38	0.15	926	2999.88	468.17	6.41
3	50.59	37.75	44.43	54.98	34.86	24.92	3165	10253.10	1168.93	8.77
4	50.59	37.75	44.43	25.38	16.09	0.02	973	3152.47	489.01	6.45

12 ANALISI E VERIFICHE SEZIONE DI CALCOLO “B”

Nei successivi paragrafi si riportano i diagrammi involuppo delle caratteristiche della sollecitazione interna, espresse per metro di sviluppo lineare (kNm/m, kN/m) rispetto agli assi locali dei singoli elementi piani, così disposti:

- per le solette orizzontali la ternalocale x,y,z coincide con la terna di riferimento globale $GCS-X,Y,Z$;
- per le pareti in direzione X, l'asse x coincide con l'asse $GCS-X$, mentre l'asse y è orientato secondo l'asse globale verticale $GCS-Z$;
- per le pareti in direzione Y, l'asse x coincide con l'asse $GCS-Y$, mentre l'asse y è orientato secondo l'asse globale verticale $GCS-Z$;

Nel caso in esame, rispetto alle terne UCS le sollecitazioni di interesse sono così definite:

- F_{xx} : forza assiale per unità di lunghezza nella direzione x (perpendicolare al piano locale y,z);
- F_{yy} : forza assiale per unità di lunghezza nella direzione y (perpendicolare al piano locale x,z);
- V_{xx} : azione tagliante per unità di lunghezza nella direzione dello spessore nel piano locale y,z ;
- V_{yy} : azione tagliante per unità di lunghezza nella direzione dello spessore nel piano locale x,z ;
- M_{xx} : momento flettente per unità di lunghezza nella direzione locale x (momento fuori dal piano intorno all'asse locale y);
- M_{yy} : momento flettente per unità di lunghezza nella direzione locale y (momento fuori dal piano intorno all'asse locale x);

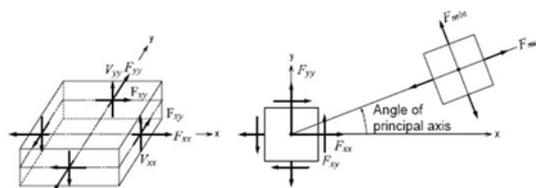


Figura 28 – Forze negli elementi piani

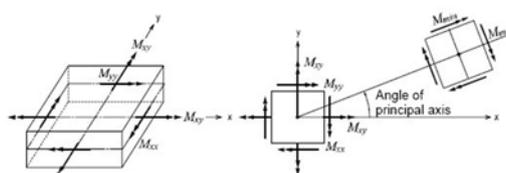


Figura 29 – Momenti negli elementi piani

12.1 DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI ALLO SLU

12.1.1 Solette orizzontali

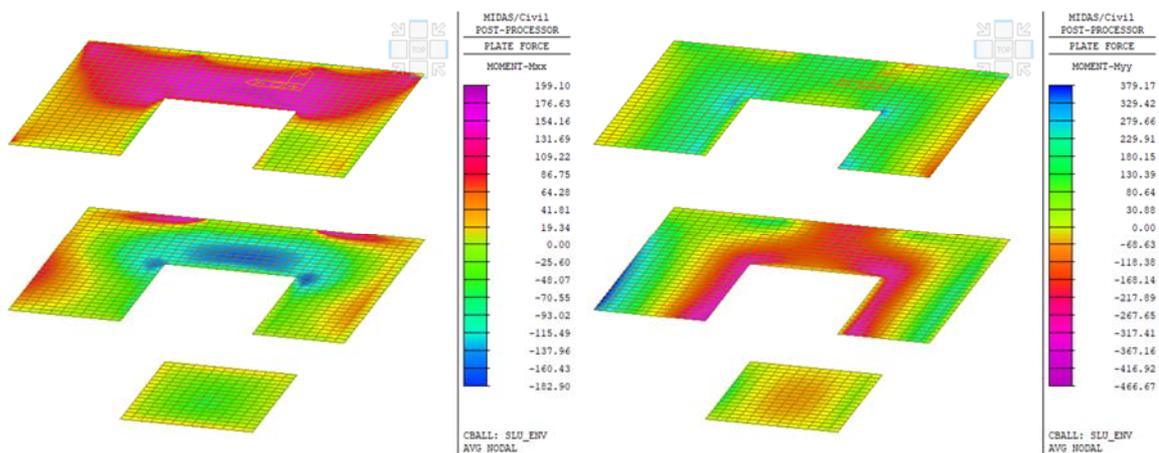


Figura 30 – Diagramma del momento flettente Mxx e Myy (SLU) per solette orizzontali

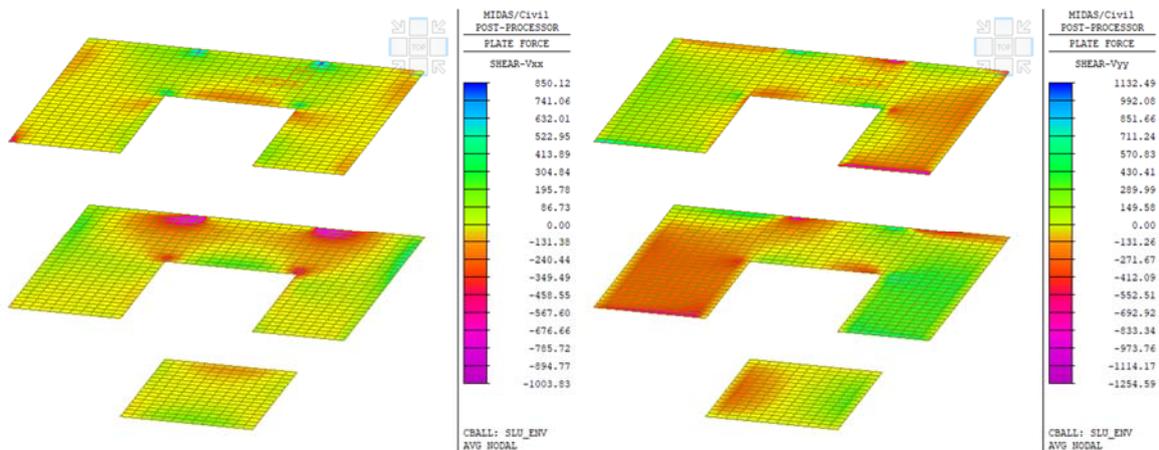


Figura 31 – Diagramma del taglio Vxx e Vyy (SLU) per solette orizzontali

12.1.2 Pareti in direzione X

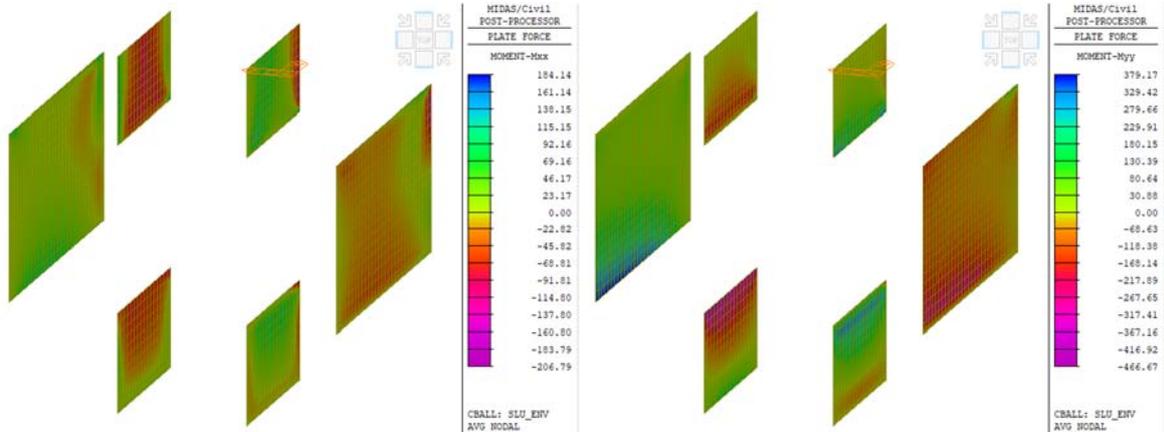


Figura 32 – Diagramma del momento flettente Mxx e Myy (SLU) per pareti in direzione X

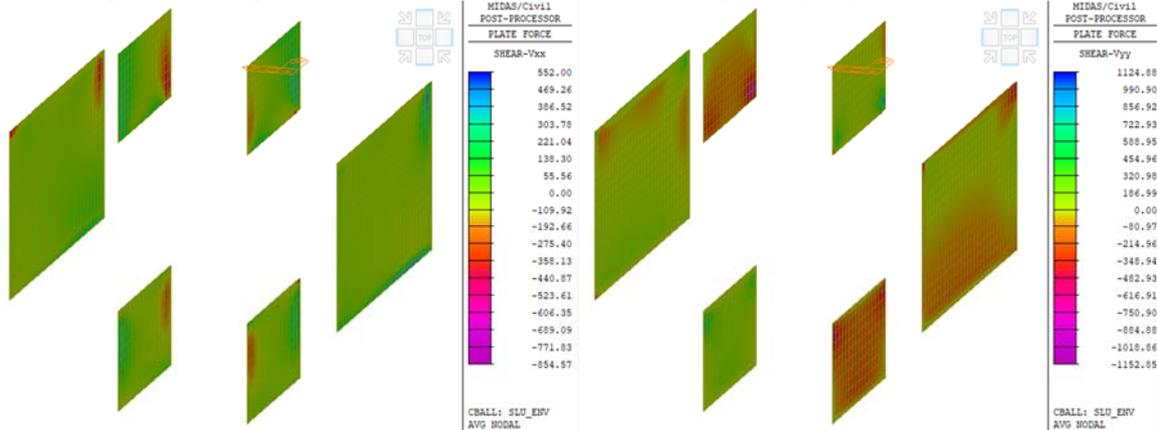


Figura 33 – Diagramma del taglio Vxx e Vyy (SLU) per pareti in direzione X

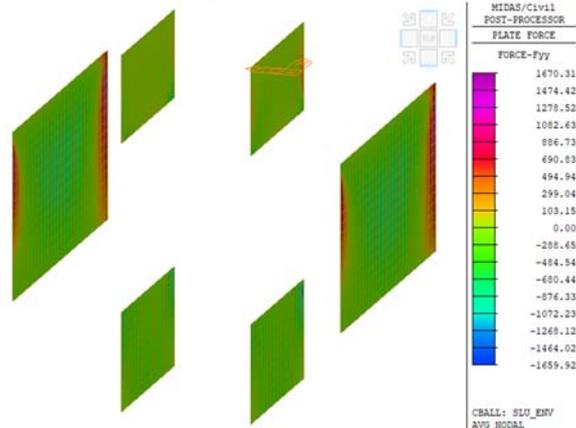


Figura 34 – Diagramma dello sforzo normale Fyy (SLU) per pareti in direzione X

12.1.3 Pareti in direzione Y

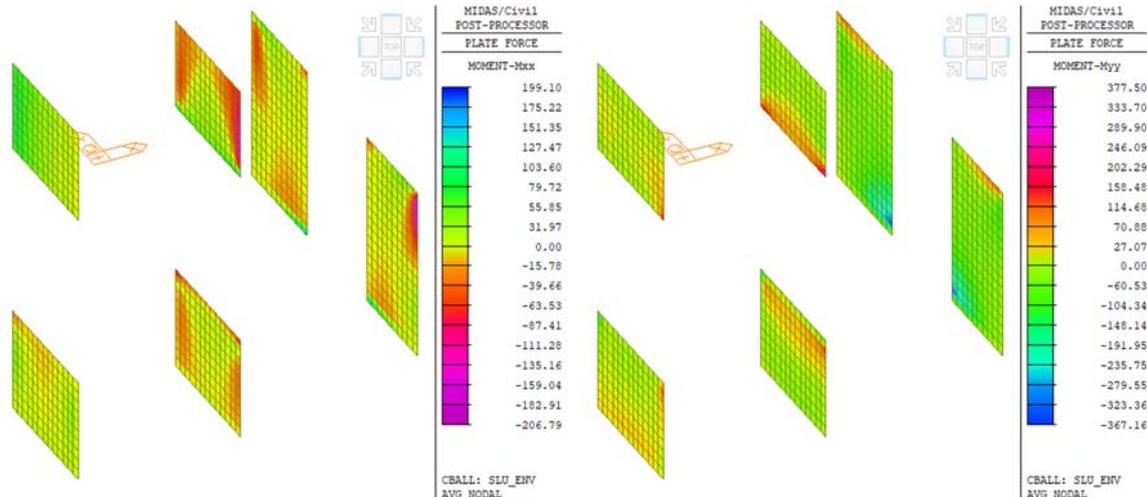


Figura 35 – Diagramma del momento flettente Mxx e Myy (SLU) per pareti in direzione Y

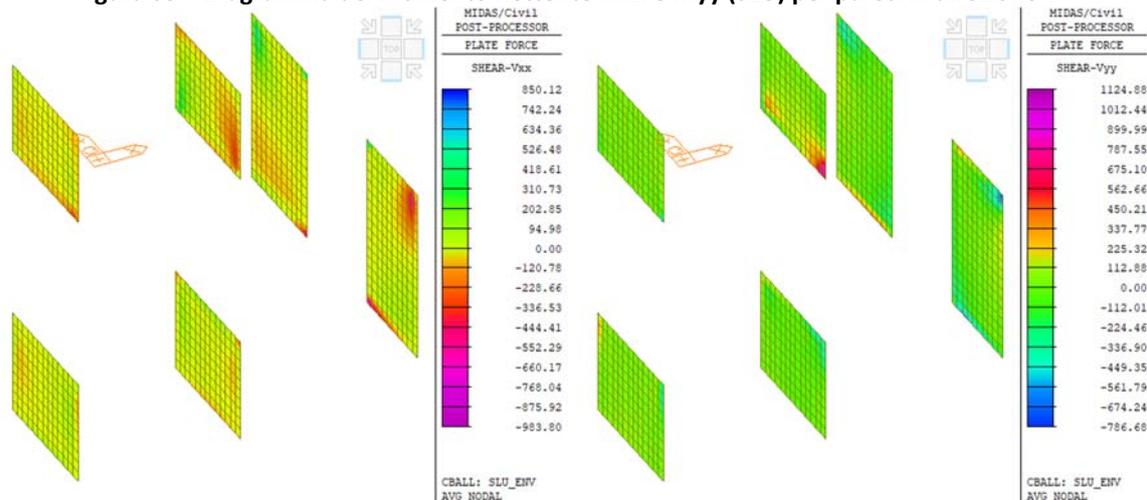


Figura 36 – Diagramma del taglio Vxx e Vyy (SLU) per pareti in direzione Y

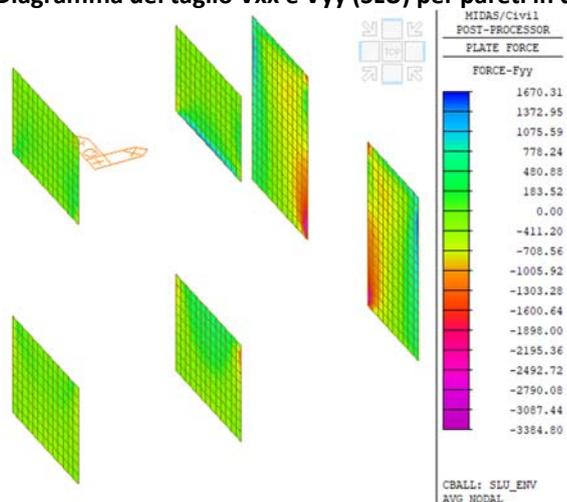


Figura 37 – Diagramma dello sforzo normale Fyy (SLU) per pareti in direzione Y

12.2 DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI ALLO SLV

12.2.1 Solette orizzontali

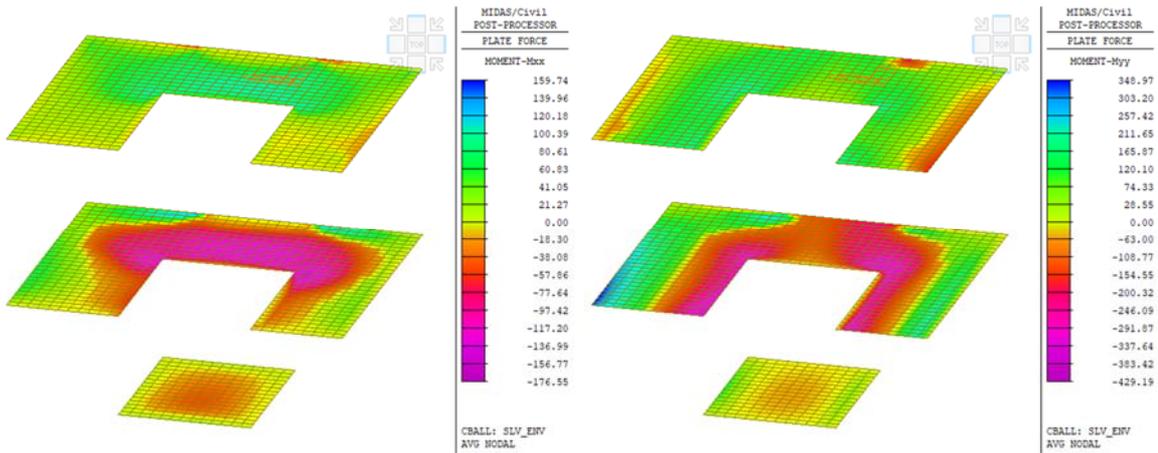


Figura 38 – Diagramma del momento flettente Mxx e Myy (Involuppo SLV) per solette orizzontali

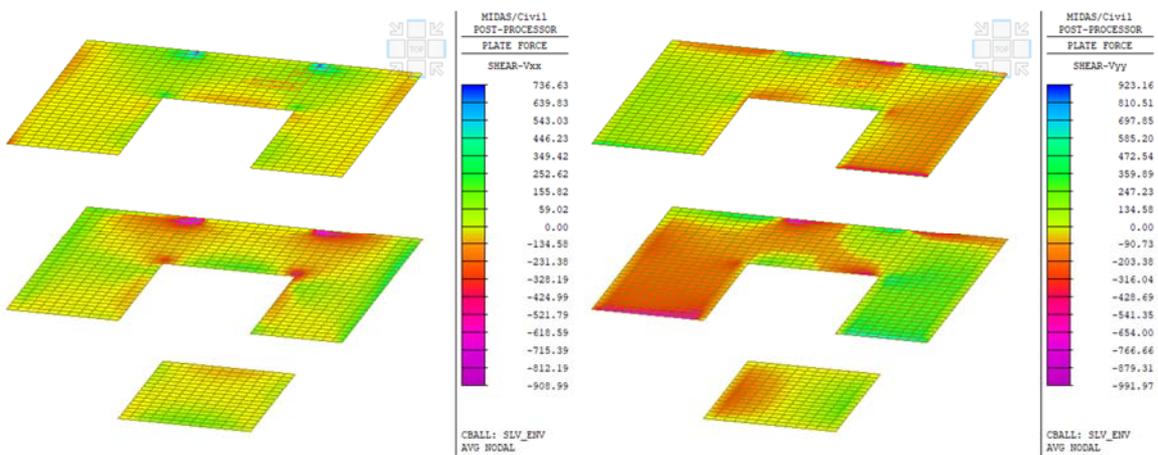


Figura 39 – Diagramma del taglio Vxx e Vyy (Involuppo SLV) per solette orizzontali

12.2.2 Pareti in direzione X

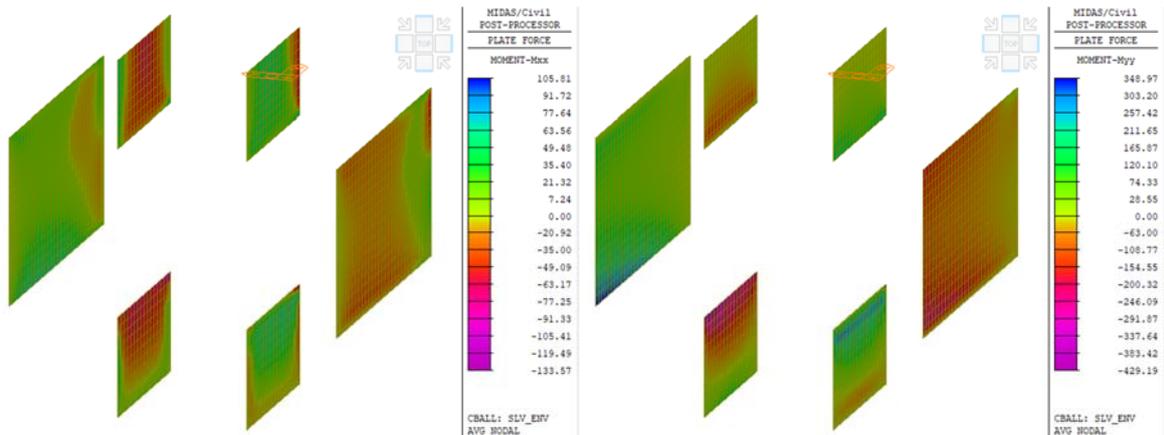


Figura 40 – Diagramma del momento flettente Mxx e Myy (Inviluppo SLV) per pareti in direzione X

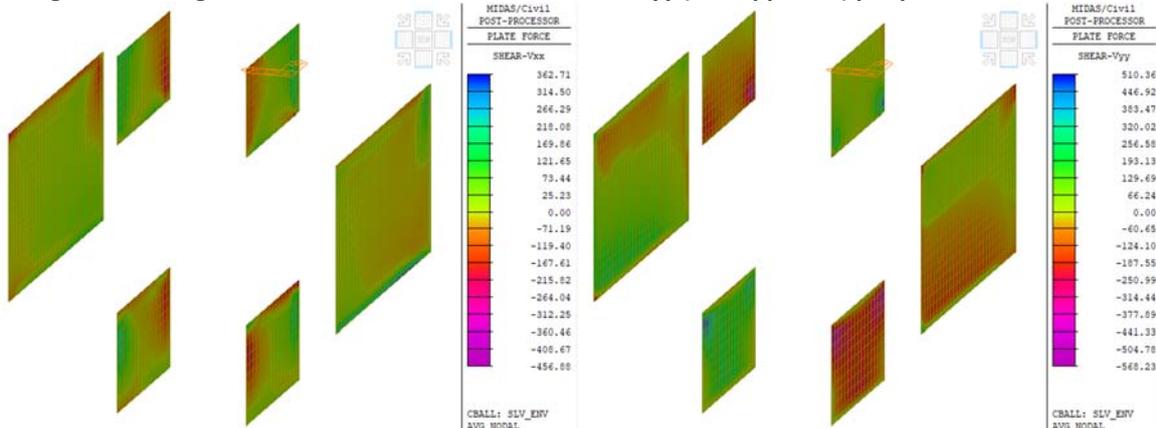


Figura 41 – Diagramma del taglio Vxx e Vyy (Inviluppo SLV) per pareti in direzione X

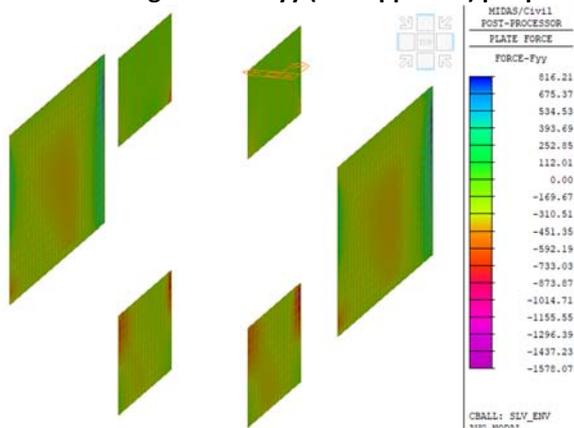


Figura 42 – Diagramma dello sforzo normale Fyy (Inviluppo SLV) per pareti in direzione X

12.2.3 Pareti in direzione Y

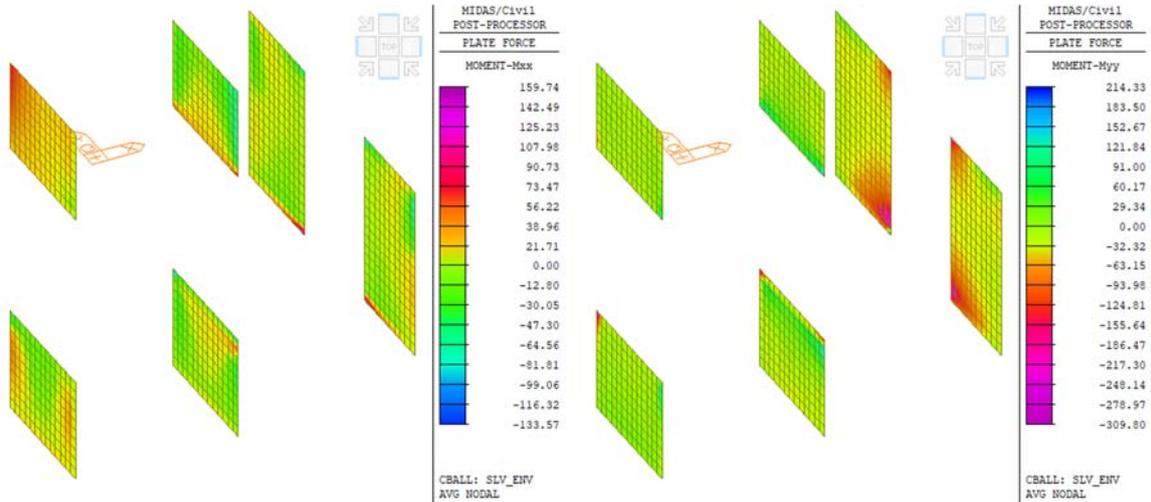


Figura 43 – Diagramma del momento flettente Mxx e Myy (Involuppo SLV) per pareti in direzione Y

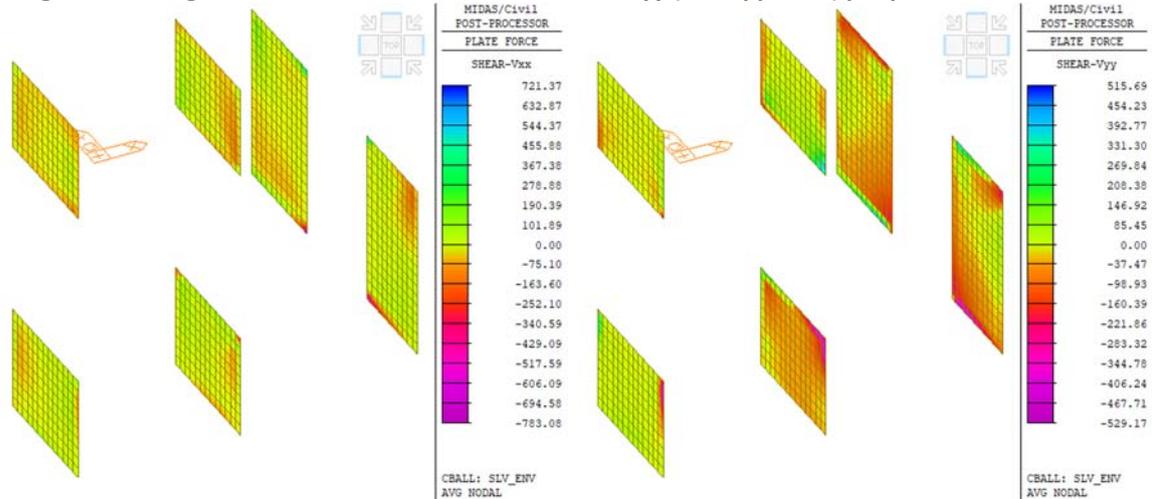


Figura 44 – Diagramma del taglio Vxx e Vyy (Involuppo SLV) per pareti in direzione Y

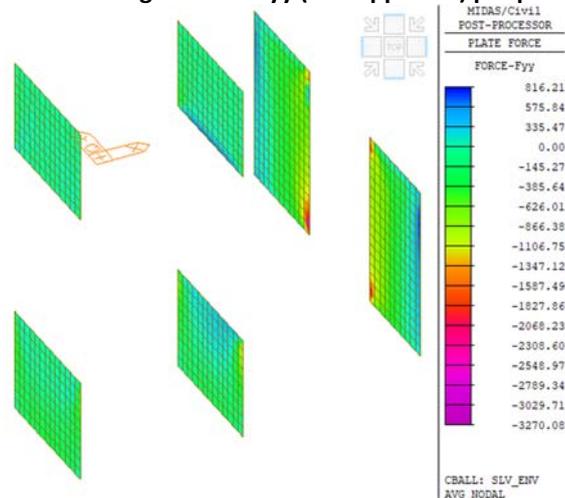


Figura 45 – Diagramma dello sforzo normale Fyy (Involuppo SLV) per pareti in direzione Y

12.3 DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI IN ESERCIZIO (SLE-R)

12.3.1 Solette orizzontali

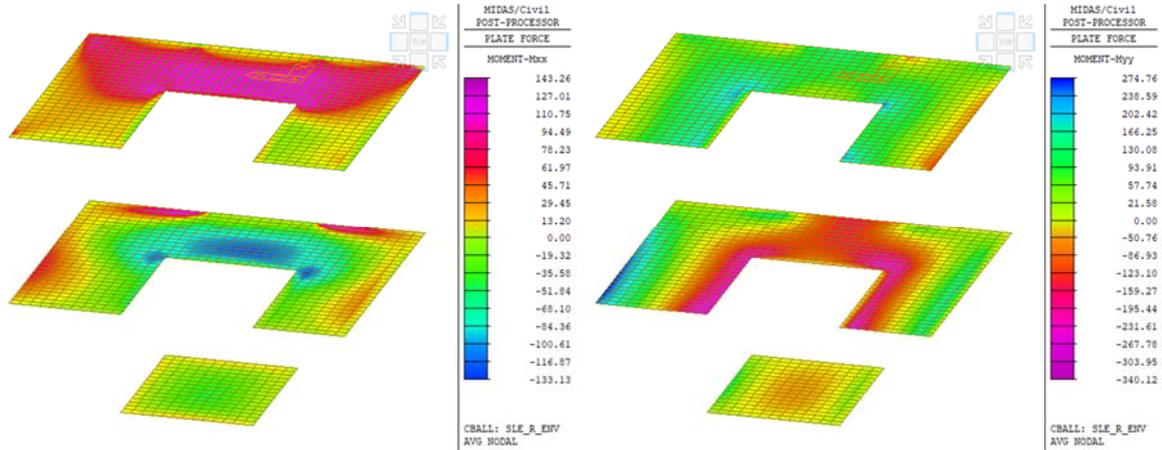


Figura 46 – Diagramma del momento flettente M_{xx} e M_{yy} (SLE-R) per solette orizzontali

12.3.2 Pareti in direzione X

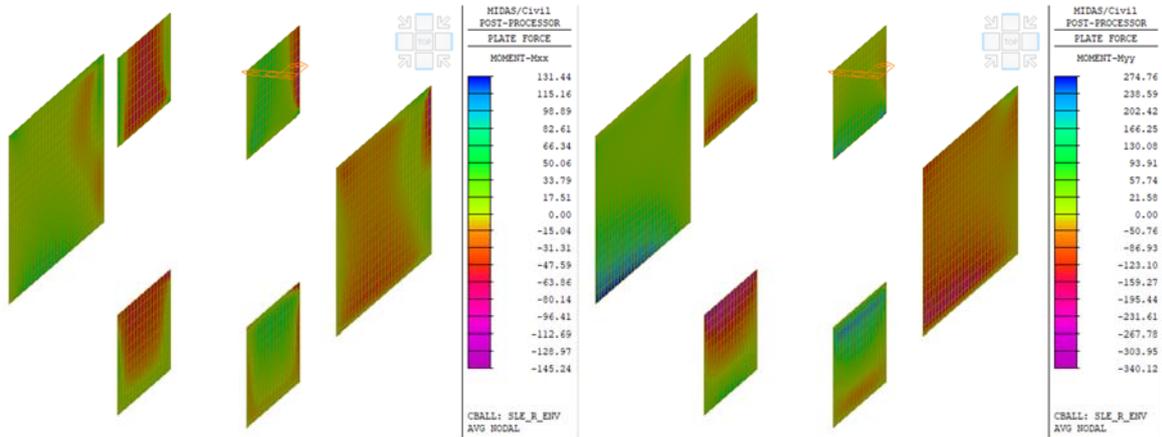


Figura 47 – Diagramma del momento flettente M_{xx} e M_{yy} (SLE-R) per pareti in direzione X

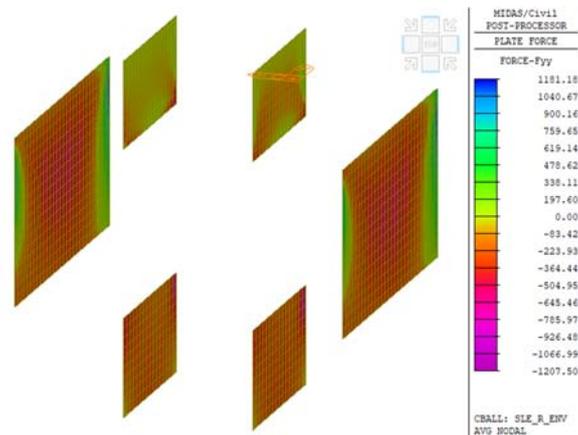


Figura 48 – Diagramma dello sforzo normale F_{yy} (SLE-R) per pareti in direzione X

12.3.3 Pareti in direzione Y

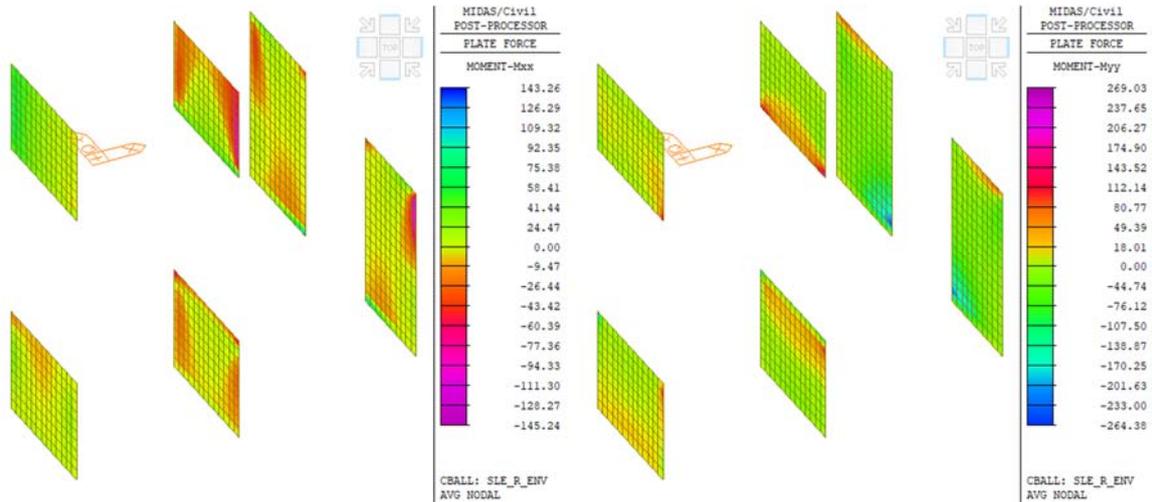


Figura 49 – Diagramma del momento flettente Mxx e Myy (SLE-R) per pareti in direzione Y

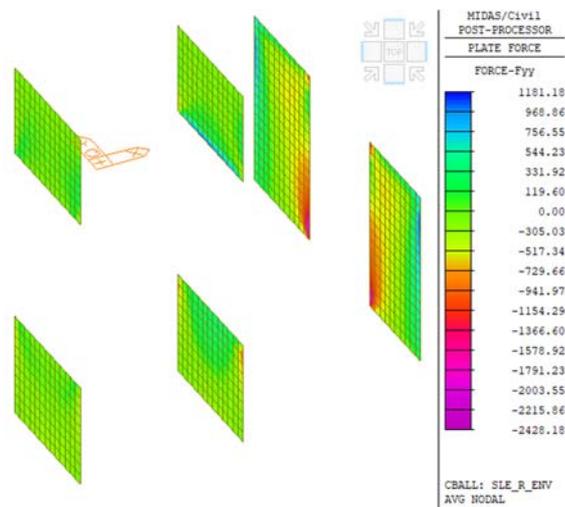


Figura 50 – Diagramma dello sforzo normale Fyy (SLE-R) per pareti in direzione Y

12.4 VERIFICHE ALLO SLU

Le caratteristiche delle sollecitazioni assunte in fase di verifica escludono le eventuali concentrazioni puntuali nelle zone di bordo, mediando tali risultati su una fascia comprensiva di più elementi shell ed estromettendo i risultati compresi nei semispessori degli elementi strutturali trasversali (nodi).

12.4.1 Verifiche a flessione

Gli elementi strutturali presentano armature longitudinali e trasversali simmetriche e costanti lungo tutti gli elementi strutturali. Di seguito si riporta una sintesi dei momenti resistenti, calcolati considerando l'armatura effettivamente presente nella fascia di un metro. Le verifiche sono svolte trascurando, cautelativamente, il contributo dello sforzo normale. Le verifiche sono state eseguite con il software PresFle+ 5.13.

ARMATURE PRINCIPALI								
Elemento	b	h	Comb.	Armature	c	d	A _s	M _{Rd,yy}
	[mm]	[mm]			[mm]	[mm]	[mm ²]	[kNm]
Orizzontamenti	1000	500	SLU	1φ22/10	60	440	1901	575
Pareti X	1000	500	SLU	1φ22/10	60	440	1901	575
Pareti Y	1000	500	SLU	1φ22/10	60	440	1901	575

ARMATURE DI RIPARTIZIONE								
Elemento	b	h	Comb.	Armature	c	d	A _s	M _{Rd,xx}
	[mm]	[mm]			[mm]	[mm]	[mm ²]	[kNm]
Orizzontamenti	1000	500	SLU	1φ22/20	82	418	1901	296
Pareti X	1000	500	SLU	1φ22/20	82	418	1901	296
Pareti Y	1000	500	SLU	1φ22/20	82	418	1901	296

Tabella 6 – Riepilogo delle verifiche a flessione semplice nei diversi elementi strutturali

Per le verifiche di elementi bidimensionali soggetti a flessione, risulta particolarmente agevole riportare le verifiche in forma grafica, limitando le sollecitazioni visualizzate ai valori dei momenti resistenti per i singoli elementi. Calcolato il valore del momento resistente M_{Rd} , trascurando, cautelativamente, lo sforzo normale agente, vengono mostrate le mappe cromatiche delle sollecitazioni in cui sono escluse (eventuali zone campite in bianco) le zone dove il momento sollecitante (inviluppo SLU/SLV) supera il momento resistente.

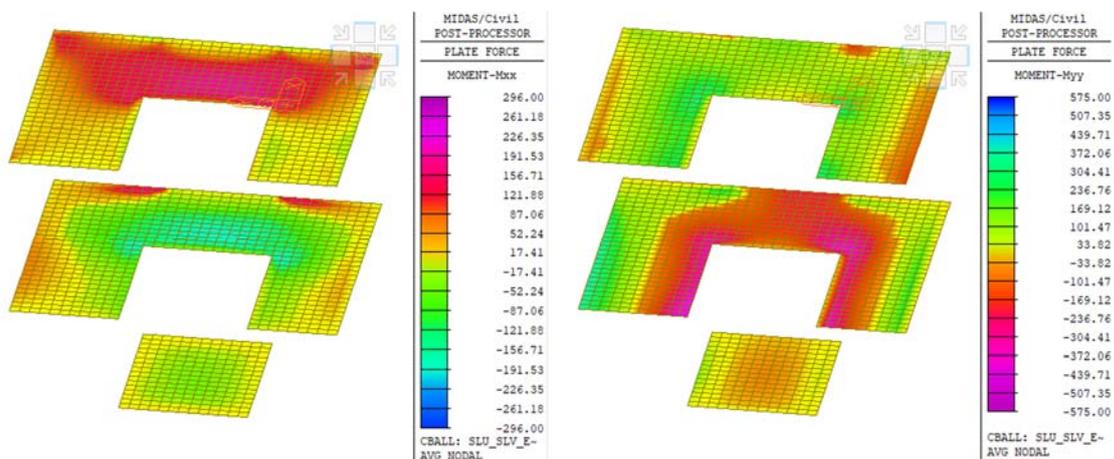


Figura 51 – Verifica soletta flessione - Mxx (armatura 1φ22/20) e Myy (armatura 1φ22/10)

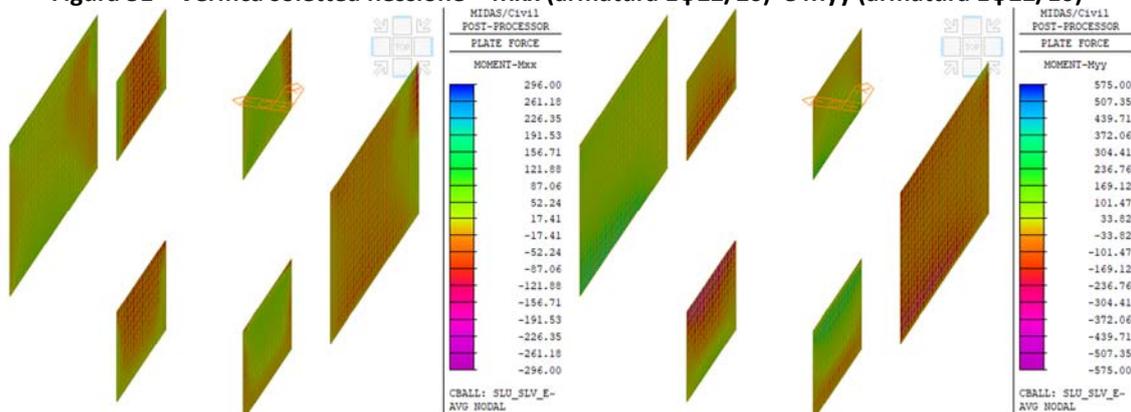


Figura 52 – Verifica pareti Xa flessione - Mxx (armatura 1φ22/20) e Myy (armatura 1φ22/10)

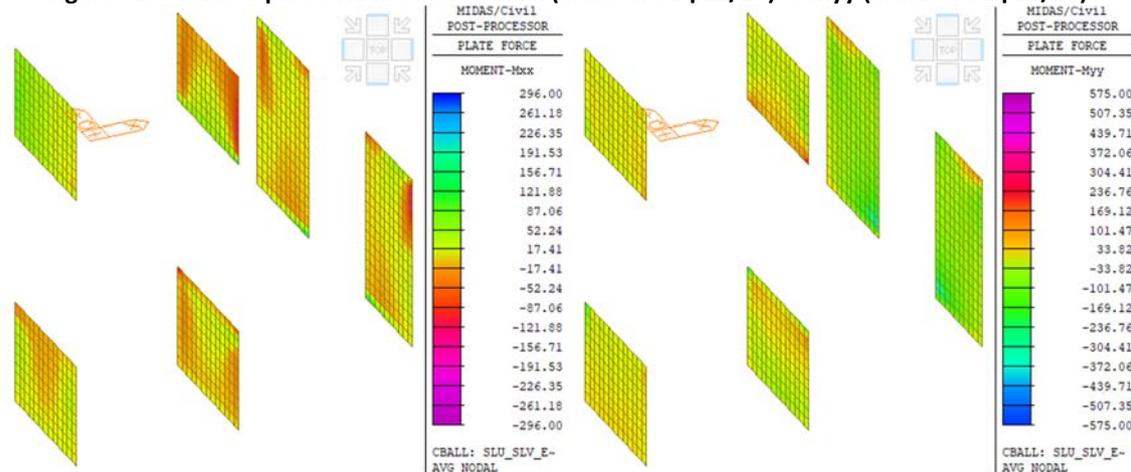


Figura 53 – Verifica pareti Ya flessione - Mxx (armatura 1φ22/20) e Myy (armatura 1φ22/10)

Si precisa, nuovamente, che i valori riportati sulle mappe cromatiche sono espressi per metro lineare di sezione, per cui le armature sono state scelte in funzione di sollecitazioni che mediano eventuali concentrazioni nodali e/o di elemento. Come si vedrà in seguito, la verifica a fessurazione è risultata dimensionante per le armature.

12.4.2 Verifiche a taglio

Per la verifica di resistenza allo SLU con riferimento alle sollecitazioni taglianti deve risultare:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

Di seguito si riporta una tabella di riepilogo con i valori dei tagli resistenti suddivisi per spessore dell'elemento e una sintesi dei minimi coefficienti di sicurezza.

Nel presente paragrafo le verifiche a taglio vengono riportate mostrando prima il valore di taglio resistente e successivamente, in analogia a quanto riportato per le verifiche a flessione, le mappe cromatiche per una rappresentazione grafica delle verifiche.

VERIFICA PER ELEMENTI NON ARMATI A TAGLIO: $V_{Ed} < V_{Rd}$											
Sezione	h	c	d	b	k	A_l	ρ_l	N_{Ed}	σ_{cp}	v_{min}	V_{Rd}
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[mm ²]	[-]	[kN]	[MPa]	[-]	[kN]
Orizzontamenti	500	60	435	1000	1.68	1900.7	4.4E-03	0.0	0.000	0.42	233.7
Pareti X	500	60	435	1000	1.68	1900.7	4.4E-03	0.0	0.000	0.42	218.5
Pareti Y	500	60	435	1000	1.68	1900.7	4.4E-03	0.0	0.000	0.42	218.5

Tabella 7 – Valori di taglio resistente per i diversi elementi strutturali (in assenza di specifica armatura)

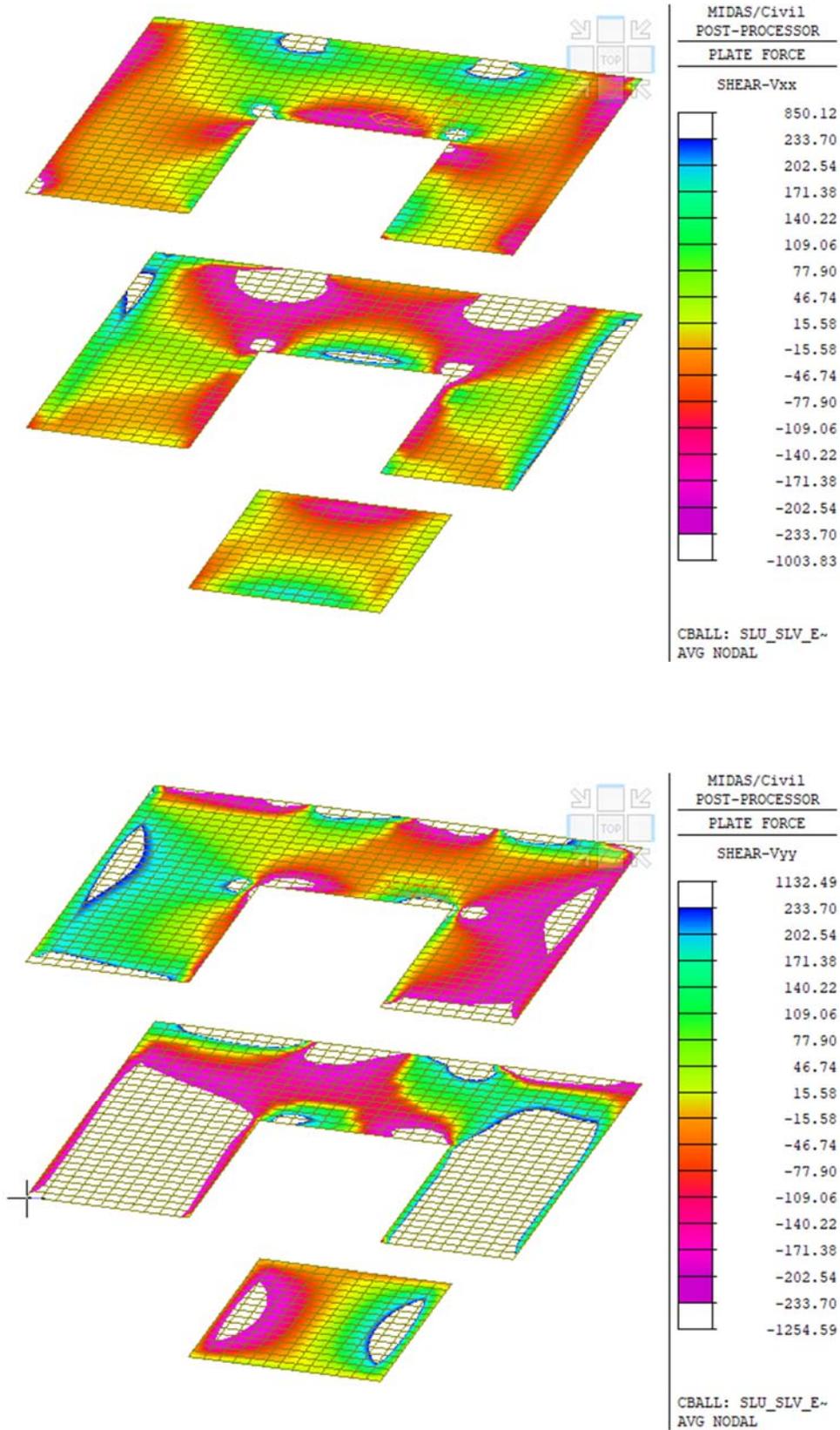


Figura 54 – TaglioVxx e Vyy – Verifica in assenza di specifica armatura a taglio (orizzontamenti)

RELAZIONE DI CALCOLO RAMPE SCALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D26 CL	FV0300 002	A	71 di 119

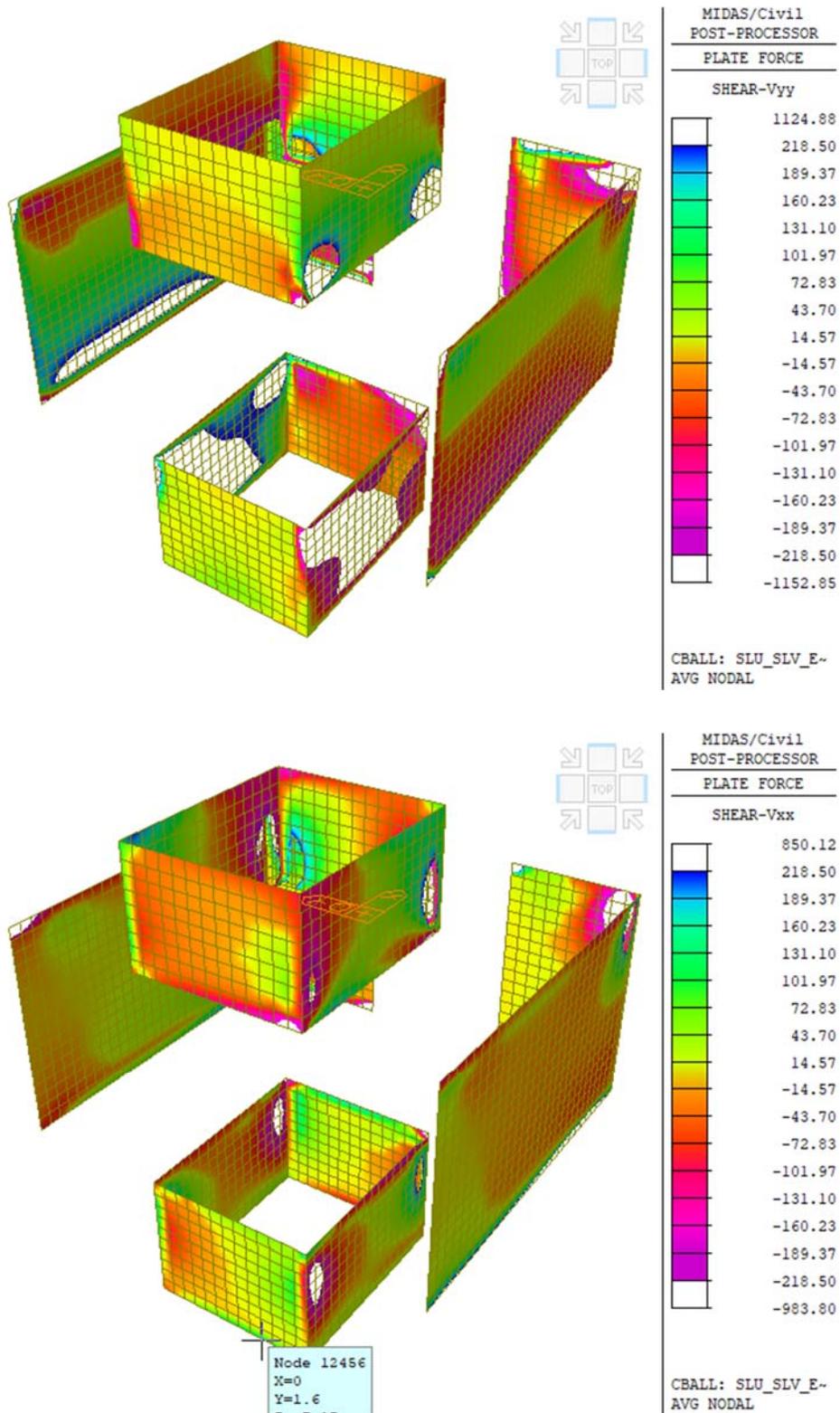


Figura 55 – TaglioVxx e Vyy – Verifica in assenza di specifica armatura a taglio (pareti verticali)

Per le zone maggiormente sollecitate, si prevede comunque un'armatura a taglio costituita da spilli $\phi 12/20 \times 40$. Di seguito si riporta il calcolo del valore del taglio resistente limitando, cautelativamente, il valore di $\cotg\Theta = 2.0$.

VERIFICA A COTG FISSA															
VERIFICA PER ELEMENTI ARMATI A TAGLIO: $V_{Ed} < V_{Rd}$															
SEZIONE CLS			ARMATURA A TAGLIO				V_{Ed}	TAGLIO COMPRESSIONE				TAGLIO TRAZIONE			
h	d	b	φ_{legat}	Bracci	A_{ϕ}	A_{sw}		α_c	f'_{cd}	$\cotg\Theta$	V_{Rcd}	$\cotg\alpha$	s_{eff}	V_{Rsd}	
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[mm ²]	[mm ²]	[kN]	[-]	[N/mm ²]	[-]	[kN]	[-]	[mm]	[kN]	
500	440	1000	12	2.5	113.1	282.7	373	1.00	9.07	2.0	1452	0.0	200	429.9	

Le seguenti mappe cromatiche mostrano quindi le verifiche a taglio in presenza di armature. È possibile osservare come l'estensione delle zone in cui il taglio sollecitante supera il taglio resistente è ora fortemente limitata e, per quanto detto precedentemente, trascurabile ai fini delle verifiche.

Il superamento del valore del taglio resistente in assenza di armatura a taglio non è da ritenersi significativo per gli elementi di bordo in corrispondenza degli attacchi tra pareti e, trattandosi di valori da mediare su una fascia di un metro o delle zone di nodo.

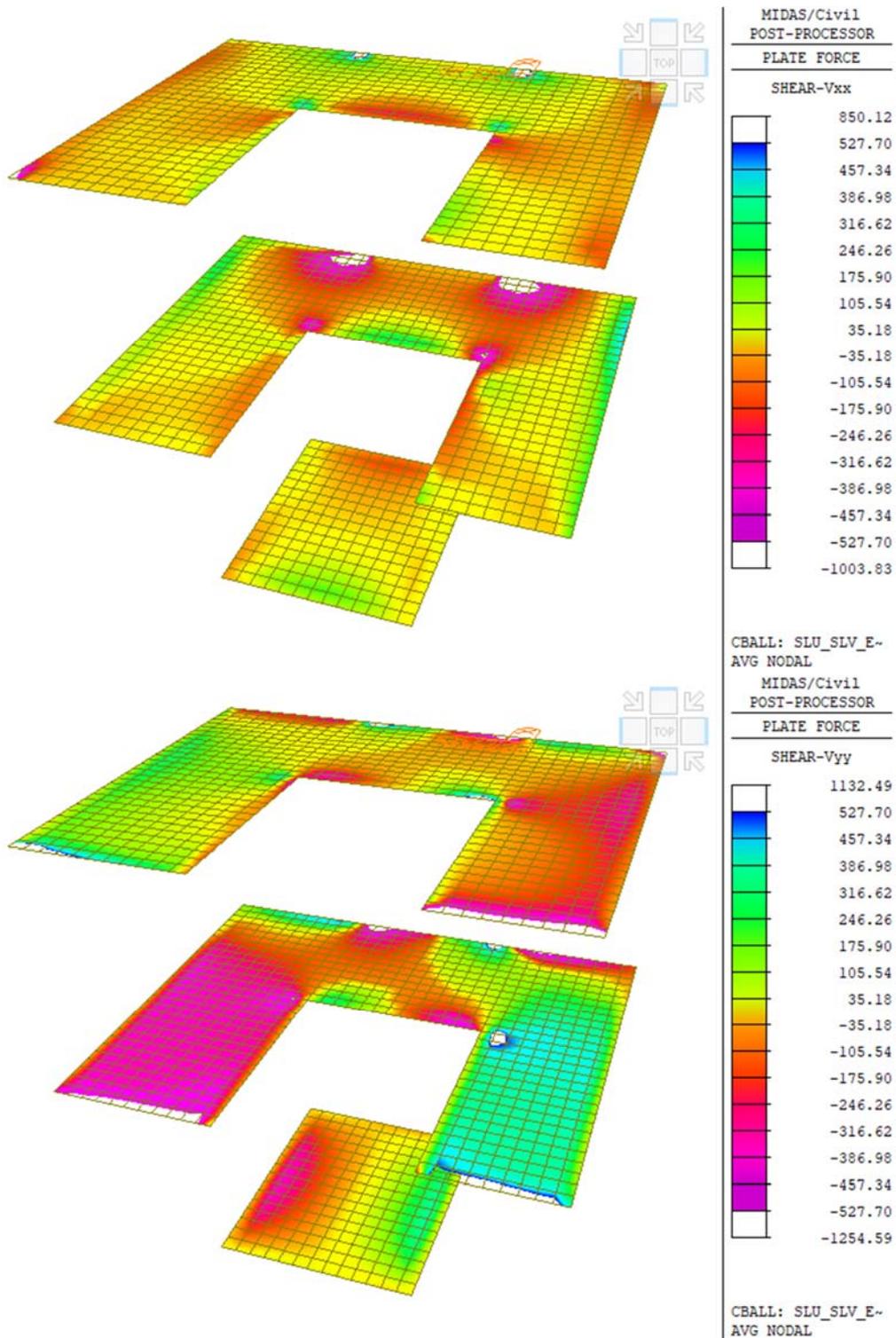


Figura 56 – Taglio Vxx e Vyy – Verifica in presenza di armatura a taglio $\phi 12/20 \times 40$ (orizzontamenti)

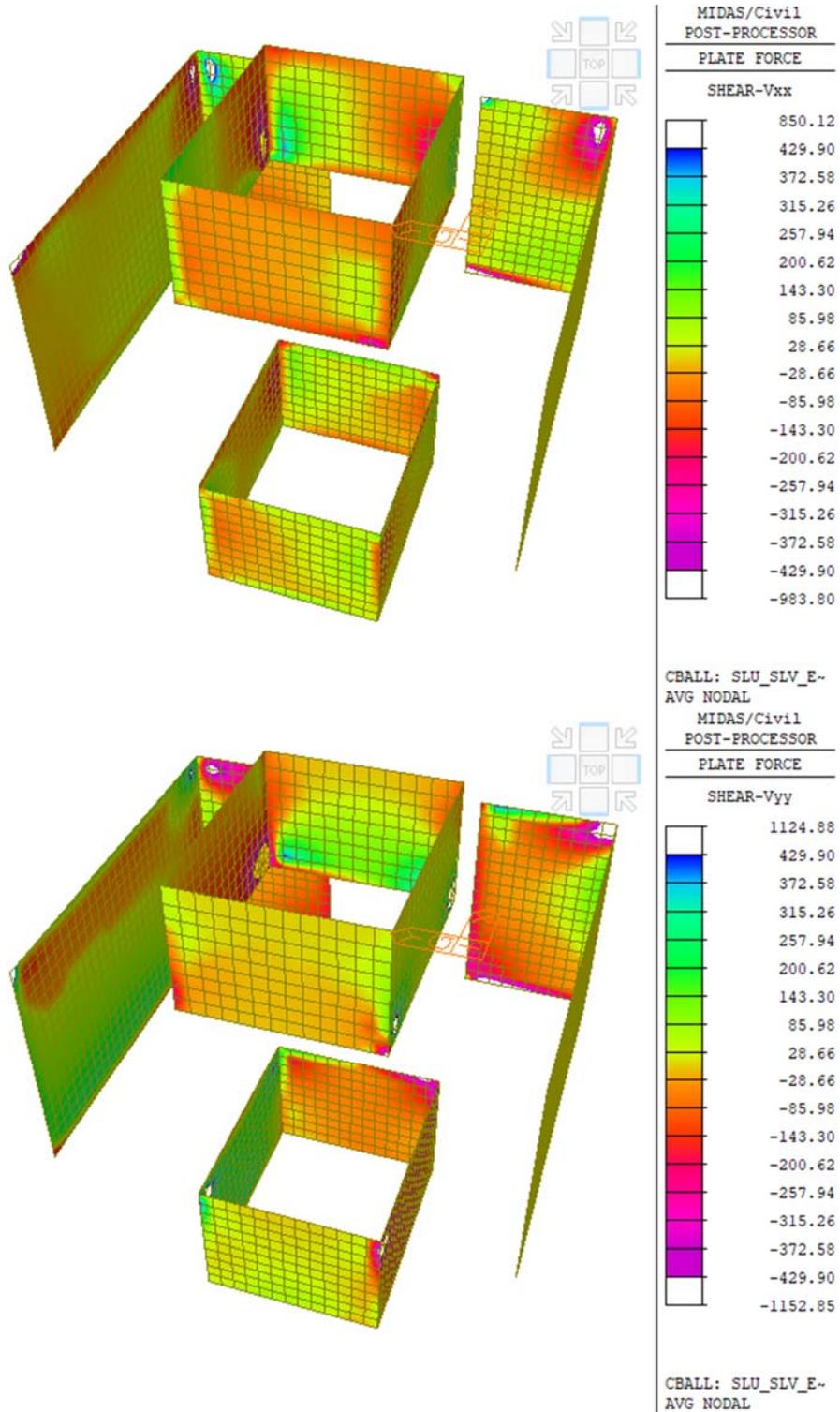


Figura 57 – Taglio Vxx e Vyy – Verifica in presenza di armatura a taglio $\phi 12/20 \times 40$ (pareti verticali)

12.5 VERIFICHE ALLO SLE

Al punto 4.1.2.2 delle NTC sono contemplate le verifiche delle prestazioni che la struttura deve essere in grado di garantire in esercizio sotto l'azione dei soli carichi verticali, opportunamente combinati tra loro.

12.5.1 SOLLECITAZIONI

Le verifiche di limitazione delle tensioni in esercizio e di fessurazione sono state condotte in funzione delle sollecitazioni derivanti dall'involuppo delle combinazioni rare e direttamente verificate nei confronti del limite tensionale più restrittivo riportato in normativa (per il calcestruzzo C32/40, $0.40 f_{ck}$ e 0.20 mm di limite di apertura delle fessure).

In particolare, tra le due verifiche risulta maggiormente gravoso il limiti di fessurazione. Mediante il software PresFLE+, è stato calcolato che, per una sezione semplicemente inflessa ($N = 0$ kN), il valore di momento flettente che provoca un'apertura delle fessure di 0.20mm.

GEOMETRIA		VERIFICA IN ESERCIZIO (ARMATURA PRINCIPALE)					
b	h	$M_{Ed,yy}$	Armature	A_s	σ_c	σ_s	w_k
[mm]	[mm]	[kNm]		[mm ²]	[MPa]	[MPa]	[mm]
1000	500	260.0	1φ22/10	1571	-6.6	183.4	0.199
1000	500	130.0	1φ22/20	1571	-4.3	172.3	0.199

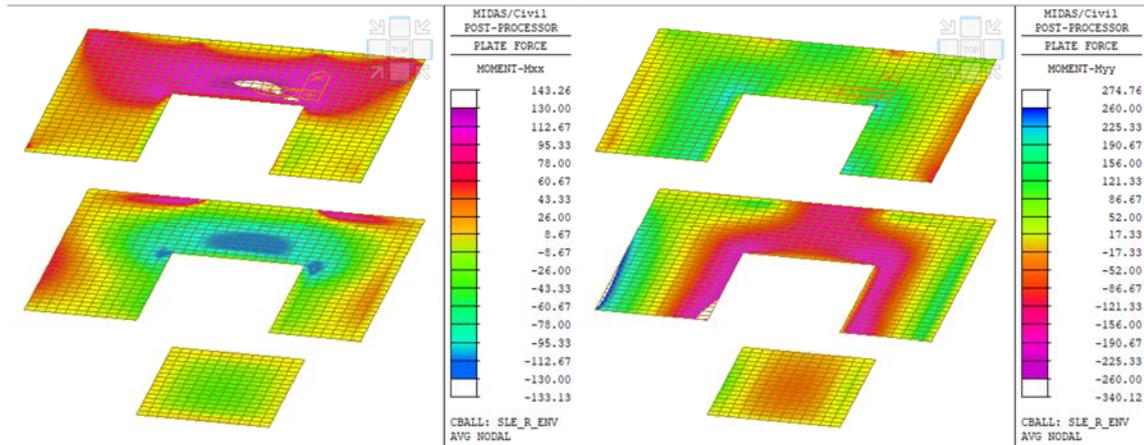


Figura 58 – Verifica soletta fessurazione - M_{xx} (armatura $1\phi 22/20$) e M_{yy} (armatura $1\phi 22/10$)

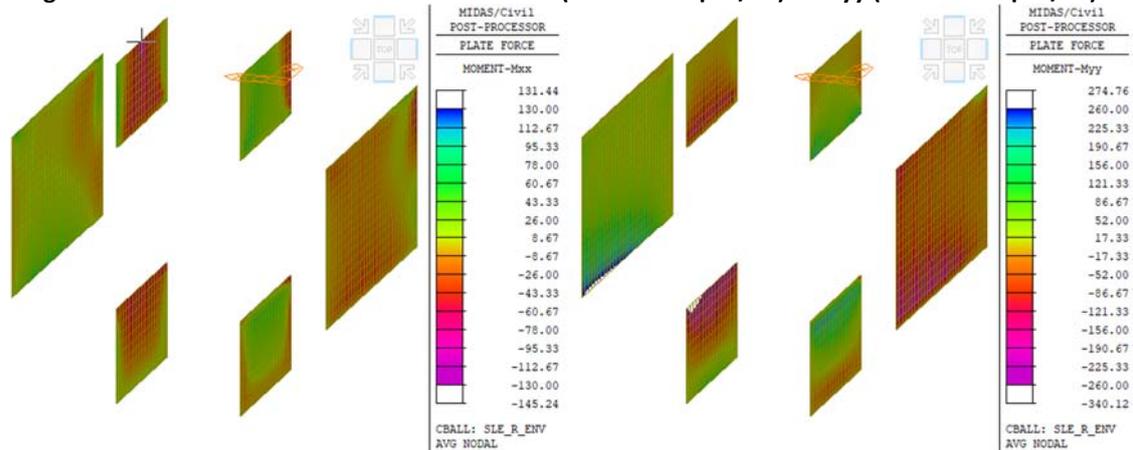


Figura 59 – Verifica pareti Xa fessurazione - M_{xx} (armatura $1\phi 22/20$) e M_{yy} (armatura $1\phi 22/10$)

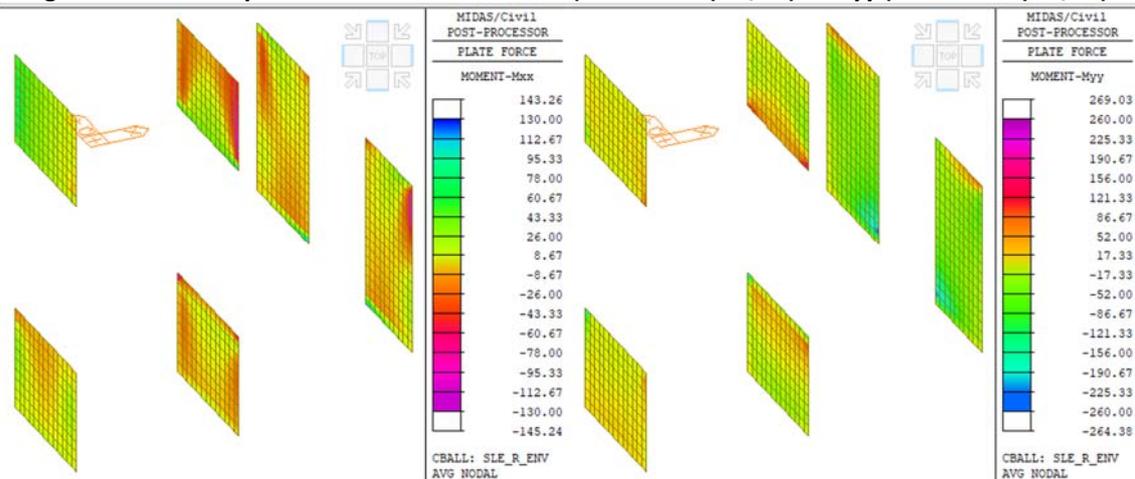
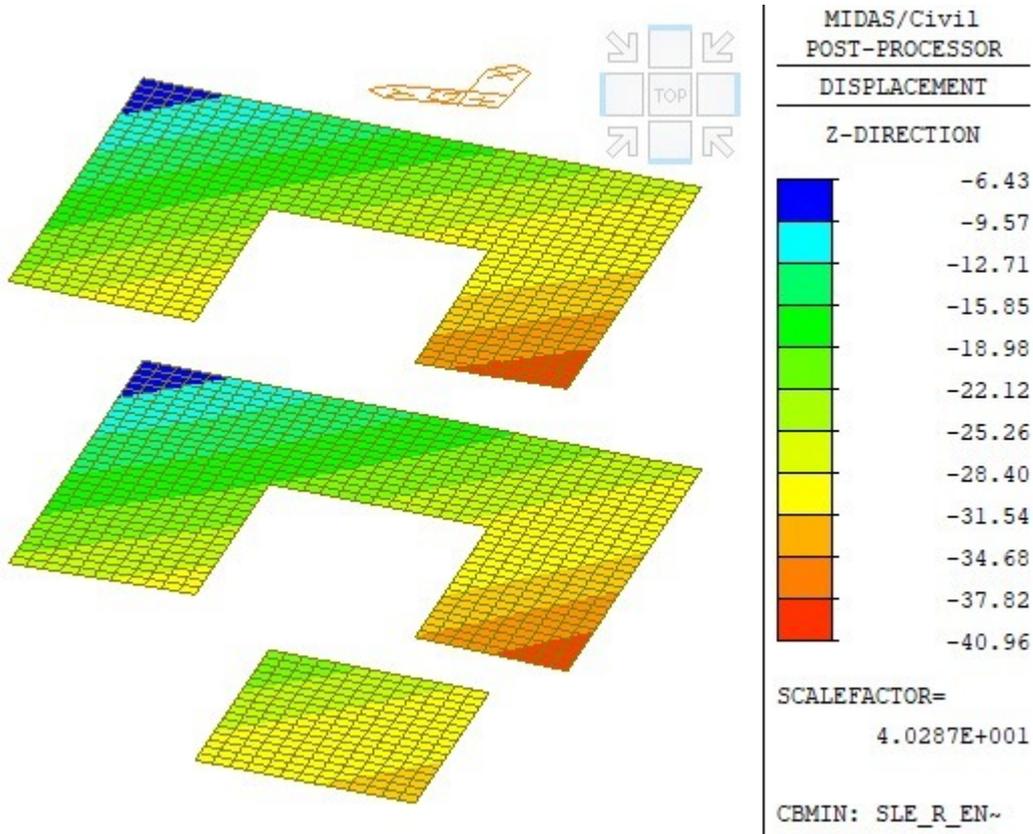


Figura 60 – Verifica pareti Ya fessurazione - M_{xx} (armatura $1\phi 22/20$) e M_{yy} (armatura $1\phi 22/10$)

Non sono da ritenersi significative ai fini delle verifiche le zone in cui il valore limite risulta superato in quanto trattasi di zone localizzate (di larghezza inferiore ad 1 m) o poste in corrispondenza dei nodi fra elementi ortogonali.

12.5.2 DEFORMAZIONI

Si riporta di seguita l'immagine che rappresenta le deformate delle solette della struttura in esame:



Per quanto sopra rappresentato si deduce che lo spostamento massimo è pari a 4 cm circa.

13 INCIDENZE DELLE ARMATURE

Si prevedono i seguenti valori di incidenza delle armature.

Sezione di calcolo A (muro a U)

- Soletta inferiore 150kg/m³
- Piedritti 180kg/m³

Sezione di calcolo B (scatolare)

- Soletta inferiore 170kg/m³
- Piedritti 150kg/m³
- Soletta superiore 170kg/m³

14 TABULATI DI CALCOLO

14.1 SEZIONE DI CALCOLO "A"

Geometria scatolare

Descrizione:	Scatolare tipo vasca	
Altezza esterna	3.80	[m]
Larghezza esterna	3.24	[m]
Lunghezza mensola di fondazione sinistra	0.00	[m]
Lunghezza mensola di fondazione destra	0.00	[m]
Spessore piedritto sinistro	0.50	[m]
Spessore piedritto destro	0.50	[m]
Spessore fondazione	0.50	[m]

Caratteristiche strati terreno

Strato di rifianco

Descrizione	Ug1 - S(G), S,G	
Peso di volume	20.0000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	20.0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	36.00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	24.00	[°]
Coesione	0	[kPa]
Costante di Winkler	1	[kPa/cm]

Strato di base

Descrizione	Ug1 - S(G), S,G	
Peso di volume	20.0000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	20.0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	36.00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	36.00	[°]
Coesione	0	[kPa]
Costante di Winkler	100	[kPa/cm]
Tensione limite	1000	[kPa]

Caratteristiche materiali utilizzati

Materiale calcestruzzo

R _{ck} calcestruzzo	40000	[kPa]
Peso specifico calcestruzzo	25.0000	[kN/mc]
Modulo elastico E	33149080	[kPa]
Tensione di snervamento acciaio	450000	[kPa]
Coeff. omogeneizzazione cls teso/compresso (n')	0.50	
Coeff. omogeneizzazione acciaio/cls (n)	15.00	
Coefficiente dilatazione termica	0.0000120	

Condizioni di carico

Convenzioni adottate

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura
 Carichi verticali positivi se diretti verso il basso
 Carichi orizzontali positivi se diretti verso destra
 Coppie concentrate positive se antiorarie

RELAZIONE DI CALCOLO RAMPE SCALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D26 CL	FV0300 002	A	80 di 119

Ascisse X (espresse in m) positive verso destra
Ordinate Y (espresse in m) positive verso l'alto
Carichi concentrati espressi in kN
Coppie concentrate espressi in kNm
Carichi distribuiti espressi in kN/m

Simbologia adottata e unità di misura

Forze concentrate

X ascissa del punto di applicazione dei carichi verticali concentrati
Y ordinata del punto di applicazione dei carichi orizzontali concentrati
F_y componente Y del carico concentrato
F_x componente X del carico concentrato
M momento

Forze distribuite

X_i, X_f ascisse del punto iniziale e finale per carichi distribuiti verticali
Y_i, Y_f ordinate del punto iniziale e finale per carichi distribuiti orizzontali
V_{ni} componente normale del carico distribuito nel punto iniziale
V_{nf} componente normale del carico distribuito nel punto finale
V_{si} componente tangenziale del carico distribuito nel punto iniziale
V_{sf} componente tangenziale del carico distribuito nel punto finale
D_{se} variazione termica lembo esterno espressa in gradi centigradi
D_{si} variazione termica lembo interno espressa in gradi centigradi

Condizione di carico n°1 (Peso Proprio)

Condizione di carico n°2 (Spinta terreno sinistra)

Condizione di carico n°3 (Spinta terreno destra)

Condizione di carico n°4 (Sisma da sinistra)

Condizione di carico n°5 (Sisma da destra)

Condizione di carico n° 7 (LM71-Pos1)

Distr	Terreno	X _i = -4.30	X _f = -2.10	V _{ni} = 40.90	V _{nf} = 40.90
-------	---------	------------------------	------------------------	-------------------------	-------------------------

Condizione di carico n° 8 (G2)

Distr	Fondaz.	X _i = 0.00	X _f = 3.24	V _{ni} = 4.40	V _{nf} = 4.40	V _{si} = 0.00	V _{sf} = 0.00
Distr	Terreno	X _i = 3.24	X _f = 7.14	V _{ni} = 8.40	V _{nf} = 8.40		
Distr	Terreno	X _i = -3.90	X _f = 0.00	V _{ni} = 8.40	V _{nf} = 8.40		
Distr	Terreno	X _i = -1.90	X _f = -0.10	V _{ni} = 116.20	V _{nf} = 116.20		
Conc	Pied_S	Y= 3.57	F _y = 14.50	F _x = 0.00	M= -1.45		

Condizione di carico n° 9 (Variabili marciapiede)

Distr	Terreno	X _i = -3.90	X _f = 0.00	V _{ni} = 5.00	V _{nf} = 5.00
Distr	Terreno	X _i = 3.24	X _f = 7.14	V _{ni} = 5.00	V _{nf} = 5.00

Condizione di carico n° 10 (Scarichi pensilina SLE)

Conc	Pied_D	Y= 3.80	F _y = 320.80	F _x = -7.30	M= 29.40
Conc	Pied_S	Y= 3.80	F _y = 320.80	F _x = 7.30	M= -29.40

Condizione di carico n° 11 (Scarichi pensiline SLV)

Conc	Pied_D	Y= 3.80	F _y = 164.30	F _x = -13.60	M= 72.70
Conc	Pied_S	Y= 3.80	F _y = 164.30	F _x = 13.60	M= -72.70

Impostazioni di progetto

Verifica materiali:

Stato Limite Ultimo

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo γ_c	1.50
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00

Verifica Taglio - Metodo dell'inclinazione variabile del traliccio

$$V_{Rd} = [0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d > (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot A_{sw} \cdot s \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

RELAZIONE DI CALCOLO RAMPE SCALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D26 CL	FV0300 002	A	81 di 119

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\text{ctg}(\theta) + \text{ctg}(\alpha)) / (1.0 + \text{ctg}(\theta)^2)$$

con:

d	altezza utile sezione [mm]
b_w	larghezza minima sezione [mm]
σ_{cp}	tensione media di compressione [N/mm ²]
ρ_l	rapporto geometrico di armatura
A_{sw}	area armatura trasversale [mm ²]
s	interasse tra due armature trasversali consecutive [mm]
α_c	coefficiente maggiorativo, funzione di fcd e σ_{cp}

$$f_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2}$$

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

Stato Limite di Esercizio

Criteria di scelta per verifiche tensioni di esercizio:

Ambiente moderatamente aggressivo

Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. rare)

$$0.55 f_{ck}$$

Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. quasi perm.)

$$0.40 f_{ck}$$

Limite tensioni di trazione nell'acciaio (comb. rare)

$$0.75 f_{yk}$$

Criteria verifiche a fessurazione:

Armatura poco sensibile

Apertura limite fessure espresse in [mm]

Apertura limite fessure $w_1=0.10$ $w_2=0.15$ $w_3=0.20$

Metodo di calcolo aperture delle fessure:

- Circolare Ministeriale 252 (15/10/96) - NTC 2008 I Formulazione

Resistenza a trazione per **Flessione**

Verifiche secondo :

Norme Tecniche 2018 - Approccio 2

Copriferro sezioni 6.00 [cm]

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

γ	Coefficiente di partecipazione della condizione
ψ	Coefficiente di combinazione della condizione
C	Coefficiente totale di partecipazione della condizione

Norme Tecniche 2018

Simbologia adottata

γ_{G1sfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
γ_{G1fav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
γ_{G2sfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti non strutturali
γ_{G2fav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti non strutturali
γ_Q	Coefficiente parziale sulle azioni variabili
$\gamma_{tan\phi}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
γ_c	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
γ_{cu}	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
γ_{qu}	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	Effetto		A1	A2
Permanenti	Favorevole	γ_{G1fav}	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1.35	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2fav}	0.00	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1.50	1.30
Variabili	Favorevole	γ_{Qifav}	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qisfav}	1.50	1.30
Variabili da traffico	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.45	1.25
Termici	Favorevole	γ_{efav}	0.00	0.00
Termici	Sfavorevole	γ_{esfav}	1.20	1.20

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri		M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi}$	1.00	1.25
Coesione efficace	γ_c	1.00	1.25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	γ_r	1.00	1.00

Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	Effetto		A1	A2
Permanenti	Favorevole	γ_{G1fav}	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1.00	1.00
Permanenti	Favorevole	γ_{G2fav}	0.00	0.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Qifav}	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qisfav}	1.00	1.00
Variabili da traffico	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.00	1.00
Termici	Favorevole	γ_{efav}	0.00	0.00
Termici	Sfavorevole	γ_{esfav}	1.00	1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri		M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi}$	1.00	1.25
Coesione efficace	γ_c	1.00	1.25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	γ_r	1.00	1.00

RELAZIONE DI CALCOLO RAMPE SCALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D26 CL	FV0300 002	A	83 di 119

Combinazione n° 1 SLU (Approccio 2)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
LM71-Pos1	Sfavorevole	1.45	0.75	1.09
Variabili marciapiede	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
G2	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
Scarichi pensilina SLE	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 2 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
LM71-Pos1	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
G2	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Variabili marciapiede	Sfavorevole	1.00	0.60	0.60
Scarichi pensiline SLV	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 3 SLU (Approccio 2)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
LM71-Pos1	Sfavorevole	1.45	1.00	1.45
Variabili marciapiede	Sfavorevole	1.50	0.70	1.05
G2	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
Scarichi pensilina SLE	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 4 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
LM71-Pos1	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
G2	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Variabili marciapiede	Sfavorevole	1.00	0.60	0.60
Scarichi pensiline SLV	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 5 SLE (Rara)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
LM71-Pos1	Sfavorevole	1.00	0.80	0.80
Variabili marciapiede	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
G2	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Scarichi pensilina SLE	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 6 SLE (Frequente)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
LM71-Pos1	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Variabili marciapiede	Sfavorevole	1.00	0.70	0.70
G2	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Scarichi pensilina SLE	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

RELAZIONE DI CALCOLO RAMPE SCALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D26 CL	FV0300 002	A	84 di 119

Combinazione n° 7 SLE (Quasi Permanente)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
LM71-Pos1	Sfavorevole	1.00	0.20	0.20
Variabili marciapiede	Sfavorevole	1.00	0.60	0.60
G2	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Scarichi pensilina SLE	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 8 SLE (Rara)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
LM71-Pos1	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Variabili marciapiede	Sfavorevole	1.00	0.70	0.70
G2	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Scarichi pensilina SLE	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 9 SLE (Frequente)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
LM71-Pos1	Sfavorevole	1.00	0.80	0.80
Variabili marciapiede	Sfavorevole	1.00	0.60	0.60
G2	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Scarichi pensilina SLE	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

RELAZIONE DI CALCOLO RAMPE SCALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D26 CL	FV0300 002	A	85 di 119

Analisi della spinta e verifiche

Simbologia adottata ed unità di misura

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti verso destra

Le forze verticali sono considerate positive se agenti verso il basso

X ascisse (espresse in m) positive verso destra

Y ordinate (espresse in m) positive verso l'alto

M momento espresso in kNm

V taglio espresso in kN

SN sforzo normale espresso in kN

ux spostamento direzione X espresso in cm

uy spostamento direzione Y espresso in cm

α pressione sul terreno espressa in kPa

Tipo di analisi

Pressione in calotta

I carichi applicati sul terreno sono stati diffusi secondo **valore 30.00**

Metodo di calcolo della portanza

Spinta sui piedritti

Sisma

Identificazione del sito

Latitudine

45.694736

Longitudine

9.668707

Comune

Bergamo

Provincia

Bergamo

Regione

Lombardia

Punti di interpolazione del reticolo

11380 - 11158 - 11157 - 11379

Tipo di opera

Tipo di costruzione

Opera ordinaria

Vita nominale

50 anni

Classe d'uso

III - Affollamenti significativi e industrie non

pericolose

Vita di riferimento

75 anni

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo $a_g =$

1.11 [m/s²]

Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)

1.50

Coefficiente di amplificazione topografica (St)

1.00

Coefficiente riduzione (β_m)

1.00

Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale

0.50

Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)

$k_h = (a_g/g * \beta_m * St * Ss) = 16.94$

Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)

$k_v = 0.50 * k_h = 8.47$

Combinazioni SLE

Accelerazione al suolo $a_g =$

0.00 [m/s²]

Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)

1.50

Coefficiente di amplificazione topografica (St)

1.00

Coefficiente riduzione (β_m)

1.00

Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale

0.50

Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)

$k_h = (a_g/g * \beta_m * St * Ss) = 0.00$

Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)

$k_v = 0.50 * k_h = 0.00$

Forma diagramma incremento sismico

Rettangolare

Spinta sismica

Wood

Angolo diffusione sovraccarico

30.00 [°]

RELAZIONE DI CALCOLO RAMPE SCALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D26 CL	FV0300 002	A	86 di 119

Coefficienti di spinta

N°combinazione	Statico	Sismico
1	0.412	0.000
2	0.412	0.598
3	0.412	0.000
4	0.412	0.598
5	0.412	0.000
6	0.412	0.000
7	0.412	0.000
8	0.412	0.000
9	0.412	0.000

Discretizzazione strutturale

Numero elementi fondazione	30
Numero elementi piedritto sinistro	37
Numero elementi piedritto destro	36
Numero molle piedritto sinistro	38
Numero molle piedritto destro	37

RELAZIONE DI CALCOLO RAMPE SCALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D26 CL	FV0300 002	A	87 di 119

Analisi della combinazione n° 1

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0.0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-14.30	-4.30	0.0000
-4.30	-3.90	44.4787
-3.90	-2.10	64.5787
-2.10	-1.90	20.1000
-1.90	-0.10	194.4000
-0.10	0.00	20.1000
0.00	3.24	0.0000
3.24	7.14	20.1000
7.14	17.14	0.0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 75.5112 [kPa] Pressione inf. 115.0220 [kPa]
Piedritto destro Pressione sup. 8.2855 [kPa] Pressione inf. 47.7963 [kPa]

Analisi della combinazione n° 2

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0.0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-14.30	-4.30	0.0000
-4.30	-3.90	8.1800
-3.90	-2.10	19.5800
-2.10	-1.90	11.4000
-1.90	-0.10	127.6000
-0.10	0.00	11.4000
0.00	3.24	0.0000
3.24	7.14	11.4000
7.14	17.14	0.0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 49.5164 [kPa] Pressione inf. 78.7836 [kPa]
Piedritto destro Pressione sup. 4.6992 [kPa] Pressione inf. 33.9665 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 51.9435 [kPa] Pressione inf. 51.9435 [kPa]

Analisi della combinazione n° 3

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0.0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-14.30	-4.30	0.0000
-4.30	-3.90	59.3050
-3.90	-2.10	77.1550
-2.10	-1.90	17.8500
-1.90	-0.10	192.1500

RELAZIONE DI CALCOLO RAMPE SCALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D26 CL	FV0300 002	A	88 di 119

-0.10	0.00	17.8500
0.00	3.24	0.0000
3.24	7.14	17.8500
7.14	17.14	0.0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 74.5837 [kPa] Pressione inf. 114.0945 [kPa]
Piedritto destro Pressione sup. 7.3580 [kPa] Pressione inf. 46.8688 [kPa]

Analisi della combinazione n° 4

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0.0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-14.30	-4.30	0.0000
-4.30	-3.90	8.1800
-3.90	-2.10	19.5800
-2.10	-1.90	11.4000
-1.90	-0.10	127.6000
-0.10	0.00	11.4000
0.00	3.24	0.0000
3.24	7.14	11.4000
7.14	17.14	0.0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 49.5164 [kPa] Pressione inf. 78.7836 [kPa]
Piedritto destro Pressione sup. 4.6992 [kPa] Pressione inf. 33.9665 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 51.9435 [kPa] Pressione inf. 51.9435 [kPa]

Analisi della combinazione n° 5

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0.0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-14.30	-4.30	0.0000
-4.30	-3.90	32.7200
-3.90	-2.10	46.1200
-2.10	-1.90	13.4000
-1.90	-0.10	129.6000
-0.10	0.00	13.4000
0.00	3.24	0.0000
3.24	7.14	13.4000
7.14	17.14	0.0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 50.3408 [kPa] Pressione inf. 79.6081 [kPa]
Piedritto destro Pressione sup. 5.5237 [kPa] Pressione inf. 34.7909 [kPa]

Analisi della combinazione n° 6

RELAZIONE DI CALCOLO RAMPE SCALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D26 CL	FV0300 002	A	89 di 119

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0.0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-14.30	-4.30	0.0000
-4.30	-3.90	8.1800
-3.90	-2.10	20.0800
-2.10	-1.90	11.9000
-1.90	-0.10	128.1000
-0.10	0.00	11.9000
0.00	3.24	0.0000
3.24	7.14	11.9000
7.14	17.14	0.0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 49.7225 [kPa] Pressione inf. 78.9897 [kPa]
Piedritto destro Pressione sup. 4.9054 [kPa] Pressione inf. 34.1726 [kPa]

Analisi della combinazione n° 7

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0.0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-14.30	-4.30	0.0000
-4.30	-3.90	8.1800
-3.90	-2.10	19.5800
-2.10	-1.90	11.4000
-1.90	-0.10	127.6000
-0.10	0.00	11.4000
0.00	3.24	0.0000
3.24	7.14	11.4000
7.14	17.14	0.0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 49.5164 [kPa] Pressione inf. 78.7836 [kPa]
Piedritto destro Pressione sup. 4.6992 [kPa] Pressione inf. 33.9665 [kPa]

Analisi della combinazione n° 8

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0.0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-14.30	-4.30	0.0000
-4.30	-3.90	40.9000
-3.90	-2.10	52.8000
-2.10	-1.90	11.9000
-1.90	-0.10	128.1000
-0.10	0.00	11.9000
0.00	3.24	0.0000
3.24	7.14	11.9000
7.14	17.14	0.0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 49.7225 [kPa] Pressione inf. 78.9897 [kPa]

RELAZIONE DI CALCOLO RAMPE SCALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D26 CL	FV0300 002	A	90 di 119

Piedritto destro Pressione sup. 4.9054 [kPa] Pressione inf. 34.1726 [kPa]

Analisi della combinazione n° 9

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0.0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-14.30	-4.30	0.0000
-4.30	-3.90	32.7200
-3.90	-2.10	44.1200
-2.10	-1.90	11.4000
-1.90	-0.10	127.6000
-0.10	0.00	11.4000
0.00	3.24	0.0000
3.24	7.14	11.4000
7.14	17.14	0.0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 49.5164 [kPa] Pressione inf. 78.7836 [kPa]
Piedritto destro Pressione sup. 4.6992 [kPa] Pressione inf. 33.9665 [kPa]

RELAZIONE DI CALCOLO RAMPE SCALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D26 CL	FV0300 002	A	91 di 119

Sollecitazioni

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 1)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-627.7210	-548.2116	320.6825
0.69	-415.1042	-390.4454	320.6825
1.06	-288.4030	-250.0534	320.6825
1.43	-214.9642	-103.6820	320.6825
1.81	-196.9659	48.3022	320.6825
2.18	-236.4600	205.5915	320.6825
2.55	-335.3823	367.8509	320.6825
2.99	-528.8927	521.2652	320.6825

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 1)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-627.7210	339.6412	563.5071
0.74	-473.6733	285.6563	554.5359
1.24	-345.5790	234.3768	546.2156
1.73	-242.1029	185.7917	537.8953
2.31	-149.3571	131.6195	528.0146
2.80	-96.0021	89.8150	519.8672
3.28	-62.2037	50.6060	511.7197
3.80	-44.1000	10.9500	481.2000

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 1)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-528.8927	-301.7255	541.1062
0.74	-391.5320	-249.6214	532.7859
1.24	-279.2078	-200.1725	524.4656
1.73	-190.6074	-153.3790	516.1453
2.32	-113.7495	-100.7629	506.1609
2.81	-72.7043	-59.8780	497.8406
3.31	-51.1588	-21.6656	489.5203
3.80	-44.1000	-10.9500	481.2000

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 2)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-824.5491	-217.1466	397.2826
0.69	-734.4689	-184.7214	398.2074
1.06	-670.5570	-144.3090	398.9980
1.43	-623.2797	-93.0530	399.7886
1.81	-596.5480	-31.9198	400.5793
2.18	-593.9204	38.1762	401.3699
2.55	-618.6174	116.3380	402.1605
2.99	-686.0250	194.3415	403.0852

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 2)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-824.5491	426.2089	219.8499
0.74	-630.1321	362.7293	213.7749
1.24	-466.5220	301.2536	208.1338
1.73	-332.7300	241.7739	202.4927
2.31	-211.2141	173.7501	195.7937
2.80	-140.4284	119.7810	190.2697
3.28	-95.2352	67.7345	184.7458
3.80	-72.7000	13.6000	164.3000

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 2)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
-------	---------	--------	--------

RELAZIONE DI CALCOLO RAMPE SCALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D26 CL	FV0300 002	A	92 di 119

0.25	-686.0250	-374.1610	204.9160
0.74	-514.3995	-312.7709	199.2749
1.24	-372.5680	-253.3000	193.6338
1.73	-259.5805	-195.7551	187.9927
2.32	-160.7237	-129.2732	181.2233
2.81	-107.8224	-76.0299	175.5822
3.31	-80.6912	-24.7360	169.9411
3.80	-72.7000	-13.6000	164.3000

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 3)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-621.8767	-548.2067	317.3914
0.69	-409.2681	-390.4135	317.3914
1.06	-282.5790	-250.0233	317.3914
1.43	-209.1496	-103.6669	317.3914
1.81	-191.1543	48.2979	317.3914
2.18	-230.6444	205.5720	317.3914
2.55	-329.5586	367.8293	317.3914
2.99	-523.0627	521.2613	317.3914

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 3)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-621.8767	336.3486	563.5071
0.74	-469.3397	282.8210	554.5359
1.24	-342.5305	231.9988	546.2156
1.73	-240.1142	183.8711	537.8953
2.31	-148.3340	130.2419	528.0146
2.80	-95.5360	88.8852	519.8672
3.28	-62.0784	50.1240	511.7197
3.80	-44.1000	10.9500	481.2000

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 3)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-523.0627	-298.4357	541.1063
0.74	-387.2110	-246.7908	532.7859
1.24	-276.1694	-197.8004	524.4656
1.73	-188.6258	-151.4645	516.1453
2.32	-112.7384	-99.3963	506.1609
2.81	-72.2546	-58.9669	497.8406
3.31	-51.0462	-21.2090	489.5203
3.80	-44.1000	-10.9500	481.2000

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 4)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-824.5491	-224.3444	397.2832
0.69	-731.7149	-189.4659	398.2079
1.06	-666.2818	-147.0064	398.9986
1.43	-618.2458	-93.7138	399.7892
1.81	-591.5152	-30.5472	400.5798
2.18	-589.6482	41.5865	401.3704
2.55	-615.8679	121.7971	402.1610
2.99	-686.0302	201.5396	403.0858

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 4)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-824.5491	426.2089	227.3679
0.74	-630.1321	362.7293	220.2487
1.24	-466.5220	301.2536	213.5634
1.73	-332.7300	241.7739	206.8782
2.31	-211.2141	173.7501	198.9392

RELAZIONE DI CALCOLO RAMPE SCALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D26 CL	FV0300 002	A	93 di 119

2.80	-140.4284	119.7810	192.3928
3.28	-95.2352	67.7345	185.8464
3.80	-72.7000	13.6000	164.3000

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 4)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-686.0302	-374.1620	212.4340
0.74	-514.4040	-312.7727	205.7487
1.24	-372.5716	-253.3022	199.0634
1.73	-259.5829	-195.7573	192.3782
2.32	-160.7250	-129.2751	184.3558
2.81	-107.8229	-76.0311	177.6706
3.31	-80.6912	-24.7362	170.9853
3.80	-72.7000	-13.6000	164.3000

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 5)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-423.4258	-369.7270	218.2784
0.69	-280.0487	-263.1243	218.2784
1.06	-194.6731	-168.3198	218.2784
1.43	-145.2582	-69.5241	218.2784
1.81	-133.2576	33.0155	218.2784
2.18	-160.0393	139.0905	218.2784
2.55	-226.8931	248.4744	218.2784
2.99	-357.5313	351.7622	218.2784

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 5)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-423.4258	230.9183	380.1089
0.74	-318.8268	193.6874	373.5118
1.24	-232.0928	158.4604	367.3486
1.73	-162.2347	125.2293	361.1854
2.31	-99.8324	88.3769	353.8664
2.80	-64.0610	60.1111	347.8312
3.28	-41.4722	33.7680	341.7961
3.80	-29.4000	7.3000	320.8000

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 5)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-357.5313	-205.6395	365.1750
0.74	-264.0582	-169.6613	359.0118
1.24	-187.8391	-135.6539	352.8486
1.73	-127.9000	-103.6170	346.6854
2.32	-76.0881	-67.7957	339.2896
2.81	-48.5248	-40.1412	333.1264
3.31	-34.1083	-14.4686	326.9632
3.80	-29.4000	-7.3000	320.8000

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 6)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-419.5296	-369.7238	216.0842
0.69	-276.1580	-263.1031	216.0842
1.06	-190.7904	-168.2997	216.0842
1.43	-141.3818	-69.5140	216.0842
1.81	-129.3831	33.0126	216.0842
2.18	-156.1622	139.0775	216.0842
2.55	-223.0107	248.4601	216.0842
2.99	-353.6447	351.7596	216.0842

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 6)

RELAZIONE DI CALCOLO RAMPE SCALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D26 CL	FV0300 002	A	94 di 119

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-419.5296	228.7233	380.1089
0.74	-315.9377	191.7972	373.5118
1.24	-230.0605	156.8751	367.3486
1.73	-160.9089	123.9489	361.1854
2.31	-99.1503	87.4585	353.8664
2.80	-63.7503	59.4913	347.8313
3.28	-41.3887	33.4466	341.7961
3.80	-29.4000	7.3000	320.8000

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 6)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-353.6447	-203.4463	365.1750
0.74	-261.1775	-167.7742	359.0118
1.24	-185.8136	-134.0725	352.8486
1.73	-126.5790	-102.3406	346.6854
2.32	-75.4140	-66.8846	339.2896
2.81	-48.2250	-39.5338	333.1264
3.31	-34.0331	-14.1641	326.9632
3.80	-29.4000	-7.3000	320.8000

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 7)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-418.2308	-369.7227	215.3529
0.69	-274.8610	-263.0960	215.3529
1.06	-189.4962	-168.2930	215.3529
1.43	-140.0897	-69.5106	215.3529
1.81	-128.0917	33.0116	215.3529
2.18	-154.8699	139.0732	215.3529
2.55	-221.7165	248.4553	215.3529
2.99	-352.3492	351.7587	215.3529

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 7)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-418.2308	227.9916	380.1089
0.74	-314.9747	191.1671	373.5118
1.24	-229.3831	156.3467	367.3486
1.73	-160.4670	123.5221	361.1854
2.31	-98.9230	87.1523	353.8664
2.80	-63.6467	59.2847	347.8312
3.28	-41.3608	33.3395	341.7961
3.80	-29.4000	7.3000	320.8000

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 7)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-352.3492	-202.7152	365.1750
0.74	-260.2173	-167.1452	359.0118
1.24	-185.1384	-133.5454	352.8486
1.73	-126.1386	-101.9152	346.6854
2.32	-75.1893	-66.5809	339.2896
2.81	-48.1251	-39.3314	333.1264
3.31	-34.0081	-14.0627	326.9632
3.80	-29.4000	-7.3000	320.8000

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 8)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-419.5296	-369.7238	216.0842
0.69	-276.1580	-263.1031	216.0842
1.06	-190.7904	-168.2997	216.0842
1.43	-141.3818	-69.5140	216.0842
1.81	-129.3831	33.0126	216.0842

RELAZIONE DI CALCOLO RAMPE SCALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D26 CL	FV0300 002	A	95 di 119

2.18	-156.1622	139.0775	216.0842
2.55	-223.0107	248.4601	216.0842
2.99	-353.6447	351.7596	216.0842

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 8)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-419.5296	228.7233	380.1089
0.74	-315.9377	191.7972	373.5118
1.24	-230.0605	156.8751	367.3486
1.73	-160.9089	123.9489	361.1854
2.31	-99.1503	87.4585	353.8664
2.80	-63.7503	59.4913	347.8313
3.28	-41.3887	33.4466	341.7961
3.80	-29.4000	7.3000	320.8000

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 8)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-353.6447	-203.4463	365.1750
0.74	-261.1775	-167.7742	359.0118
1.24	-185.8136	-134.0725	352.8486
1.73	-126.5790	-102.3406	346.6854
2.32	-75.4140	-66.8846	339.2896
2.81	-48.2250	-39.5338	333.1264
3.31	-34.0331	-14.1641	326.9632
3.80	-29.4000	-7.3000	320.8000

Sollecitazioni fondazione (Combinazione n° 9)

X [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-418.2308	-369.7227	215.3529
0.69	-274.8610	-263.0960	215.3529
1.06	-189.4962	-168.2930	215.3529
1.43	-140.0897	-69.5106	215.3529
1.81	-128.0917	33.0116	215.3529
2.18	-154.8699	139.0732	215.3529
2.55	-221.7165	248.4553	215.3529
2.99	-352.3492	351.7587	215.3529

Sollecitazioni piedritto sinistro (Combinazione n° 9)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-418.2308	227.9916	380.1089
0.74	-314.9747	191.1671	373.5118
1.24	-229.3831	156.3467	367.3486
1.73	-160.4670	123.5221	361.1854
2.31	-98.9230	87.1523	353.8664
2.80	-63.6467	59.2847	347.8312
3.28	-41.3608	33.3395	341.7961
3.80	-29.4000	7.3000	320.8000

Sollecitazioni piedritto destro (Combinazione n° 9)

Y [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]
0.25	-352.3492	-202.7152	365.1750
0.74	-260.2173	-167.1452	359.0118
1.24	-185.1384	-133.5454	352.8486
1.73	-126.1386	-101.9152	346.6854
2.32	-75.1893	-66.5809	339.2896
2.81	-48.1251	-39.3314	333.1264
3.31	-34.0081	-14.0627	326.9632
3.80	-29.4000	-7.3000	320.8000

RELAZIONE DI CALCOLO RAMPE SCALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D26 CL	FV0300 002	A	96 di 119

Pressioni terreno

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 1)

X [m]	σ_t [kPa]
0.25	367
0.69	389
1.06	406
1.43	421
1.81	436
2.18	450
2.55	463
2.99	476

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 2)

X [m]	σ_t [kPa]
0.25	65
0.69	105
1.06	135
1.43	163
1.81	189
2.18	212
2.55	233
2.99	254

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 3)

X [m]	σ_t [kPa]
0.25	367
0.69	389
1.06	406
1.43	421
1.81	436
2.18	450
2.55	463
2.99	476

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 4)

X [m]	σ_t [kPa]
0.25	73
0.69	112
1.06	143
1.43	171
1.81	197
2.18	220
2.55	240
2.99	261

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 5)

X [m]	σ_t [kPa]
0.25	249
0.69	264
1.06	275
1.43	285
1.81	295
2.18	304
2.55	313
2.99	322

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 6)

X [m]	σ_t [kPa]
0.25	249
0.69	264
1.06	275
1.43	285
1.81	295

RELAZIONE DI CALCOLO RAMPE SCALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D26 CL	FV0300 002	A	97 di 119

2.18	304
2.55	313
2.99	322

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 7)

X [m]	σ_t [kPa]
0.25	249
0.69	264
1.06	275
1.43	285
1.81	295
2.18	304
2.55	313
2.99	322

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 8)

X [m]	σ_t [kPa]
0.25	249
0.69	264
1.06	275
1.43	285
1.81	295
2.18	304
2.55	313
2.99	322

Pressioni sul terreno di fondazione (Combinazione n° 9)

X [m]	σ_t [kPa]
0.25	249
0.69	264
1.06	275
1.43	285
1.81	295
2.18	304
2.55	313
2.99	322

RELAZIONE DI CALCOLO RAMPE SCALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D26 CL	FV0300 002	A	98 di 119

Verifiche combinazioni SLU

Simbologia adottata ed unità di misura

N°	Indice sezione
X	Ascissa/Ordinata sezione, espresso in cm
M	Momento flettente, espresso in kNm
V	Taglio, espresso in kN
N	Sforzo normale, espresso in kN
N_u	Sforzo normale ultimo, espressa in kN
M_u	Momento ultimo, espressa in kNm
A_{fi}	Area armatura inferiore, espressa in cmq
A_{fs}	Area armatura superiore, espressa in cmq
CS	Coeff. di sicurezza sezione
V_{Rd}	Aliquota taglio assorbita dal calcestruzzo in elementi senza armature trasversali, espressa in kN
V_{Rcd}	Aliquota taglio assorbita dal calcestruzzo in elementi con armature trasversali, espressa in kN
V_{Rsd}	Aliquota taglio assorbita armature trasversali, espressa in kN
A_{sw}	Area armature trasversali nella sezione, espressa in cmq

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 1 - SLU (Approccio 2)]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 50.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N_u	M_u	A_{fi}	A_{fs}	CS
1	0.25	627.72 (627.72)	320.68	449.80	880.46	53.09	19.01	1.40
2	0.69	415.10 (569.72)	320.68	499.60	887.58	53.09	19.01	1.56
3	1.06	288.40 (387.42)	320.68	766.20	925.67	53.09	19.01	2.39
4	1.43	214.96 (256.02)	320.68	1245.17	994.10	53.09	19.01	3.88
5	1.81	196.97 (216.09)	320.68	1521.17	1025.05	53.09	19.01	4.74
6	2.18	236.46 (317.87)	320.68	962.08	953.66	53.09	19.01	3.00
7	2.55	335.38 (481.05)	320.68	601.38	902.12	53.09	19.01	1.88
8	2.99	528.89 (627.72)	320.68	449.80	880.46	53.09	19.01	1.40

Verifiche taglio

N°	X	A_{sw}	V	V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}	FS
1	0.25	0.00	-548.21	346.98	0.00	0.00	0.633
2	0.69	0.00	-390.45	346.98	0.00	0.00	0.889
3	1.06	0.00	-250.05	346.98	0.00	0.00	1.388
4	1.43	0.00	-103.68	346.98	0.00	0.00	3.347
5	1.81	0.00	48.30	346.98	0.00	0.00	7.184
6	2.18	0.00	205.59	346.98	0.00	0.00	1.688
7	2.55	0.00	367.85	346.98	0.00	0.00	0.943
8	2.99	0.00	521.27	346.98	0.00	0.00	0.666

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 1 - SLU (Approccio 2)]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 50.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N_u	M_u	A_{fi}	A_{fs}	CS
1	0.25	-627.72 (-627.72)	563.51	840.51	-936.29	19.01	53.09	1.49
2	0.74	-473.67 (-586.79)	554.54	891.73	-943.60	19.01	53.09	1.61
3	1.24	-345.58 (-438.39)	546.22	1237.18	-992.96	19.01	53.09	2.27
4	1.73	-242.10 (-315.68)	537.90	1783.73	-1046.82	19.01	53.09	3.32
5	2.31	-149.36 (-201.48)	528.01	2870.08	-1095.16	19.01	53.09	5.44
6	2.80	-96.00 (-131.57)	519.87	3973.60	-1005.65	19.01	53.09	7.64
7	3.28	-62.20 (-82.24)	511.72	5332.80	-857.09	19.01	53.09	10.42
8	3.80	-44.10 (-48.44)	481.20	6772.37	-681.69	19.01	53.09	14.07

Verifiche taglio

N°	X	A_{sw}	V	V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}	FS
1	0.25	0.00	339.64	379.04	0.00	0.00	1.116
2	0.74	0.00	285.66	377.85	0.00	0.00	1.323
3	1.24	0.00	234.38	376.75	0.00	0.00	1.607
4	1.73	0.00	185.79	375.66	0.00	0.00	2.022
5	2.31	0.00	131.62	374.35	0.00	0.00	2.844
6	2.80	0.00	89.82	373.28	0.00	0.00	4.156

RELAZIONE DI CALCOLO RAMPE SCALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D26 CL	FV0300 002	A	99 di 119

7	3.28	0.00	50.61	372.20	0.00	0.00	7.355
8	3.80	0.00	10.95	368.17	0.00	0.00	33.623

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 1 - SLU (Approccio 2)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 50.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.25	-528.89 (-528.89)	541.11	814.82	-796.43	19.01	42.47	1.51
2	0.74	-391.53 (-490.38)	532.79	876.30	-806.56	19.01	42.47	1.64
3	1.24	-279.21 (-358.48)	524.47	1276.53	-872.52	19.01	42.47	2.43
4	1.73	-190.61 (-251.35)	516.15	1948.05	-948.64	19.01	42.47	3.77
5	2.32	-113.75 (-153.65)	506.16	3365.82	-1021.74	19.01	42.47	6.65
6	2.81	-72.70 (-96.42)	497.84	4687.11	-907.75	19.01	42.47	9.41
7	3.31	-51.16 (-59.74)	489.52	6159.69	-751.70	19.01	42.47	12.58
8	3.80	-44.10 (-48.44)	481.20	6757.15	-680.16	19.01	42.47	14.04

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.25	0.00	-301.73	354.24	0.00	0.00	1.174
2	0.74	0.00	-249.62	353.14	0.00	0.00	1.415
3	1.24	0.00	-200.17	352.05	0.00	0.00	1.759
4	1.73	0.00	-153.38	350.95	0.00	0.00	2.288
5	2.32	0.00	-100.76	349.63	0.00	0.00	3.470
6	2.81	0.00	-59.88	348.53	0.00	0.00	5.821
7	3.31	0.00	-21.67	347.43	0.00	0.00	16.036
8	3.80	0.00	-10.95	346.33	0.00	0.00	31.629

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 2 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 50.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.25	824.55 (824.55)	397.28	422.33	876.54	53.09	19.01	1.06
2	0.69	734.47 (807.62)	398.21	432.94	878.05	53.09	19.01	1.09
3	1.06	670.56 (727.70)	399.00	485.56	885.57	53.09	19.01	1.22
4	1.43	623.28 (660.13)	399.79	541.13	893.51	53.09	19.01	1.35
5	1.81	596.55 (609.19)	400.58	592.35	900.83	53.09	19.01	1.48
6	2.18	593.92 (609.04)	401.37	593.80	901.04	53.09	19.01	1.48
7	2.55	618.62 (664.69)	402.16	540.56	893.43	53.09	19.01	1.34
8	2.99	686.03 (762.98)	403.09	466.40	882.84	53.09	19.01	1.16

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.25	0.00	-217.15	357.10	0.00	0.00	1.644
2	0.69	0.00	-184.72	357.22	0.00	0.00	1.934
3	1.06	0.00	-144.31	357.32	0.00	0.00	2.476
4	1.43	0.00	-93.05	357.43	0.00	0.00	3.841
5	1.81	0.00	-31.92	357.53	0.00	0.00	11.201
6	2.18	0.00	38.18	357.64	0.00	0.00	9.368
7	2.55	0.00	116.34	357.74	0.00	0.00	3.075
8	2.99	0.00	194.34	357.86	0.00	0.00	1.841

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 2 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 50.00 cm

Verifiche presso-flessione

RELAZIONE DI CALCOLO RAMPE SCALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D26 CL	FV0300 002	A	100 di 119

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.25	-824.55 (-824.55)	219.85	226.24	-848.52	19.01	53.09	1.03
2	0.74	-630.13 (-773.77)	213.77	234.76	-849.74	19.01	53.09	1.10
3	1.24	-466.52 (-585.82)	208.13	305.49	-859.85	19.01	53.09	1.47
4	1.73	-332.73 (-428.47)	202.49	413.66	-875.30	19.01	53.09	2.04
5	2.31	-211.21 (-280.02)	195.79	634.04	-906.79	19.01	53.09	3.24
6	2.80	-140.43 (-187.86)	190.27	966.52	-954.29	19.01	53.09	5.08
7	3.28	-95.24 (-122.06)	184.75	1555.86	-1027.92	19.01	53.09	8.42
8	3.80	-72.70 (-78.09)	164.30	2271.74	-1079.67	19.01	53.09	13.83

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.25	0.00	426.21	333.67	0.00	0.00	0.783
2	0.74	0.00	362.73	332.87	0.00	0.00	0.918
3	1.24	0.00	301.25	332.13	0.00	0.00	1.102
4	1.73	0.00	241.77	331.38	0.00	0.00	1.371
5	2.31	0.00	173.75	330.50	0.00	0.00	1.902
6	2.80	0.00	119.78	329.77	0.00	0.00	2.753
7	3.28	0.00	67.73	329.04	0.00	0.00	4.858
8	3.80	0.00	13.60	326.34	0.00	0.00	23.996

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 2 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 50.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.25	-686.03 (-686.03)	204.92	208.02	-696.42	19.01	42.47	1.02
2	0.74	-514.40 (-638.26)	199.27	217.95	-698.06	19.01	42.47	1.09
3	1.24	-372.57 (-472.87)	193.63	290.76	-710.06	19.01	42.47	1.50
4	1.73	-259.58 (-337.10)	187.99	406.63	-729.15	19.01	42.47	2.16
5	2.32	-160.72 (-211.92)	181.22	659.14	-770.77	19.01	42.47	3.64
6	2.81	-107.82 (-137.93)	175.58	1066.67	-837.93	19.01	42.47	6.08
7	3.31	-80.69 (-90.49)	169.94	1738.56	-925.71	19.01	42.47	10.23
8	3.80	-72.70 (-78.09)	164.30	2008.20	-954.42	19.01	42.47	12.22

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.25	0.00	-374.16	309.87	0.00	0.00	0.828
2	0.74	0.00	-312.77	309.12	0.00	0.00	0.988
3	1.24	0.00	-253.30	308.38	0.00	0.00	1.217
4	1.73	0.00	-195.76	307.63	0.00	0.00	1.572
5	2.32	0.00	-129.27	306.74	0.00	0.00	2.373
6	2.81	0.00	-76.03	305.99	0.00	0.00	4.025
7	3.31	0.00	-24.74	305.25	0.00	0.00	12.340
8	3.80	0.00	-13.60	304.50	0.00	0.00	22.390

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 3 - SLU (Approccio 2)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 50.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.25	621.88 (621.88)	317.39	449.33	880.40	53.09	19.01	1.42
2	0.69	409.27 (563.87)	317.39	499.60	887.58	53.09	19.01	1.57
3	1.06	282.58 (381.59)	317.39	770.44	926.28	53.09	19.01	2.43
4	1.43	209.15 (250.20)	317.39	1264.58	996.87	53.09	19.01	3.98
5	1.81	191.15 (210.28)	317.39	1550.90	1027.51	53.09	19.01	4.89
6	2.18	230.64 (312.05)	317.39	971.32	954.98	53.09	19.01	3.06
7	2.55	329.56 (475.22)	317.39	602.63	902.30	53.09	19.01	1.90
8	2.99	523.06 (621.88)	317.39	449.33	880.40	53.09	19.01	1.42

RELAZIONE DI CALCOLO RAMPE SCALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D26 CL	FV0300 002	A	101 di 119

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.25	0.00	-548.21	346.55	0.00	0.00	0.632
2	0.69	0.00	-390.41	346.55	0.00	0.00	0.888
3	1.06	0.00	-250.02	346.55	0.00	0.00	1.386
4	1.43	0.00	-103.67	346.55	0.00	0.00	3.343
5	1.81	0.00	48.30	346.55	0.00	0.00	7.175
6	2.18	0.00	205.57	346.55	0.00	0.00	1.686
7	2.55	0.00	367.83	346.55	0.00	0.00	0.942
8	2.99	0.00	521.26	346.55	0.00	0.00	0.665

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 3 - SLU (Approccio 2)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 50.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.25	-621.88 (-621.88)	563.51	849.58	-937.58	19.01	53.09	1.51
2	0.74	-469.34 (-581.34)	554.54	901.42	-944.99	19.01	53.09	1.63
3	1.24	-342.53 (-434.40)	546.22	1251.03	-994.94	19.01	53.09	2.29
4	1.73	-240.11 (-312.93)	537.90	1802.01	-1048.34	19.01	53.09	3.35
5	2.31	-148.33 (-199.91)	528.01	2889.55	-1094.00	19.01	53.09	5.47
6	2.80	-95.54 (-130.73)	519.87	3991.48	-1003.77	19.01	53.09	7.68
7	3.28	-62.08 (-81.93)	511.72	5344.88	-855.73	19.01	53.09	10.44
8	3.80	-44.10 (-48.44)	481.20	6772.37	-681.69	19.01	53.09	14.07

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.25	0.00	336.35	379.04	0.00	0.00	1.127
2	0.74	0.00	282.82	377.85	0.00	0.00	1.336
3	1.24	0.00	232.00	376.75	0.00	0.00	1.624
4	1.73	0.00	183.87	375.66	0.00	0.00	2.043
5	2.31	0.00	130.24	374.35	0.00	0.00	2.874
6	2.80	0.00	88.89	373.28	0.00	0.00	4.200
7	3.28	0.00	50.12	372.20	0.00	0.00	7.426
8	3.80	0.00	10.95	368.17	0.00	0.00	33.623

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 3 - SLU (Approccio 2)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 50.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.25	-523.06 (-523.06)	541.11	825.77	-798.23	19.01	42.47	1.53
2	0.74	-387.21 (-484.94)	532.79	888.31	-808.54	19.01	42.47	1.67
3	1.24	-276.17 (-354.50)	524.47	1295.47	-875.64	19.01	42.47	2.47
4	1.73	-188.63 (-248.61)	516.15	1975.83	-951.68	19.01	42.47	3.83
5	2.32	-112.74 (-152.10)	506.16	3393.34	-1019.69	19.01	42.47	6.70
6	2.81	-72.25 (-95.61)	497.84	4713.19	-905.12	19.01	42.47	9.47
7	3.31	-51.05 (-59.44)	489.52	6175.18	-749.88	19.01	42.47	12.61
8	3.80	-44.10 (-48.44)	481.20	6757.15	-680.16	19.01	42.47	14.04

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.25	0.00	-298.44	354.24	0.00	0.00	1.187
2	0.74	0.00	-246.79	353.14	0.00	0.00	1.431
3	1.24	0.00	-197.80	352.05	0.00	0.00	1.780
4	1.73	0.00	-151.46	350.95	0.00	0.00	2.317
5	2.32	0.00	-99.40	349.63	0.00	0.00	3.518
6	2.81	0.00	-58.97	348.53	0.00	0.00	5.911
7	3.31	0.00	-21.21	347.43	0.00	0.00	16.381
8	3.80	0.00	-10.95	346.33	0.00	0.00	31.629

RELAZIONE DI CALCOLO RAMPE SCALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D26 CL	FV0300 002	A	102 di 119

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 4 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 50.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.25	824.55 (824.55)	397.28	422.33	876.54	53.09	19.01	1.06
2	0.69	731.71 (806.74)	398.21	433.44	878.13	53.09	19.01	1.09
3	1.06	666.28 (724.50)	399.00	487.89	885.91	53.09	19.01	1.22
4	1.43	618.25 (655.36)	399.79	545.45	894.13	53.09	19.01	1.36
5	1.81	591.52 (603.61)	400.58	598.40	901.69	53.09	19.01	1.49
6	2.18	589.65 (606.12)	401.37	596.97	901.49	53.09	19.01	1.49
7	2.55	615.87 (664.10)	402.16	541.08	893.51	53.09	19.01	1.35
8	2.99	686.03 (765.84)	403.09	464.52	882.57	53.09	19.01	1.15

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.25	0.00	-224.34	357.10	0.00	0.00	1.592
2	0.69	0.00	-189.47	357.22	0.00	0.00	1.885
3	1.06	0.00	-147.01	357.32	0.00	0.00	2.431
4	1.43	0.00	-93.71	357.43	0.00	0.00	3.814
5	1.81	0.00	-30.55	357.53	0.00	0.00	11.704
6	2.18	0.00	41.59	357.64	0.00	0.00	8.600
7	2.55	0.00	121.80	357.74	0.00	0.00	2.937
8	2.99	0.00	201.54	357.86	0.00	0.00	1.776

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 4 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 50.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.25	-824.55 (-824.55)	227.37	234.30	-849.67	19.01	53.09	1.03
2	0.74	-630.13 (-773.77)	220.25	242.17	-850.80	19.01	53.09	1.10
3	1.24	-466.52 (-585.82)	213.56	313.90	-861.05	19.01	53.09	1.47
4	1.73	-332.73 (-428.47)	206.88	423.28	-876.67	19.01	53.09	2.05
5	2.31	-211.21 (-280.02)	198.94	645.38	-908.41	19.01	53.09	3.24
6	2.80	-140.43 (-187.86)	192.39	979.16	-956.09	19.01	53.09	5.09
7	3.28	-95.24 (-122.06)	185.85	1566.46	-1028.80	19.01	53.09	8.43
8	3.80	-72.70 (-78.09)	164.30	2271.74	-1079.67	19.01	53.09	13.83

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.25	0.00	426.21	334.67	0.00	0.00	0.785
2	0.74	0.00	362.73	333.73	0.00	0.00	0.920
3	1.24	0.00	301.25	332.84	0.00	0.00	1.105
4	1.73	0.00	241.77	331.96	0.00	0.00	1.373
5	2.31	0.00	173.75	330.91	0.00	0.00	1.905
6	2.80	0.00	119.78	330.05	0.00	0.00	2.755
7	3.28	0.00	67.73	329.19	0.00	0.00	4.860
8	3.80	0.00	13.60	326.34	0.00	0.00	23.996

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 4 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 50.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.25	-686.03 (-686.03)	212.43	216.06	-697.75	19.01	42.47	1.02
2	0.74	-514.40 (-638.26)	205.75	225.42	-699.29	19.01	42.47	1.10

RELAZIONE DI CALCOLO RAMPE SCALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D26 CL	FV0300 002	A	103 di 119

3	1.24	-372.57 (-472.88)	199.06	299.51	-711.50	19.01	42.47	1.50
4	1.73	-259.58 (-337.10)	192.38	417.10	-730.88	19.01	42.47	2.17
5	2.32	-160.72 (-211.92)	184.36	672.43	-772.96	19.01	42.47	3.65
6	2.81	-107.82 (-137.93)	177.67	1082.77	-840.58	19.01	42.47	6.09
7	3.31	-80.69 (-90.49)	170.99	1752.03	-927.19	19.01	42.47	10.25
8	3.80	-72.70 (-78.09)	164.30	2008.20	-954.42	19.01	42.47	12.22

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.25	0.00	-374.16	310.86	0.00	0.00	0.831
2	0.74	0.00	-312.77	309.97	0.00	0.00	0.991
3	1.24	0.00	-253.30	309.09	0.00	0.00	1.220
4	1.73	0.00	-195.76	308.21	0.00	0.00	1.574
5	2.32	0.00	-129.28	307.15	0.00	0.00	2.376
6	2.81	0.00	-76.03	306.27	0.00	0.00	4.028
7	3.31	0.00	-24.74	305.39	0.00	0.00	12.346
8	3.80	0.00	-13.60	304.50	0.00	0.00	22.390

RELAZIONE DI CALCOLO RAMPE SCALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D26 CL	FV0300 002	A	104 di 119

Verifiche combinazioni SLE

Simbologia adottata ed unità di misura

N°	Indice sezione
X	Ascissa/Ordinata sezione, espresso in m
M	Momento flettente, espresso in kNm
V	Taglio, espresso in kN
N	Sforzo normale, espresso in kN
A_{fi}	Area armatura inferiore, espressa in cm ²
A_{fs}	Area armatura superiore, espressa in cm ²
σ_{fi}	Tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo inferiore, espresse in kPa
σ_{fs}	Tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo superiore, espresse in kPa
σ_c	Tensione nel calcestruzzo, espresse in kPa
τ_c	Tensione tangenziale nel calcestruzzo, espresse in kPa
A_{sw}	Area armature trasversali nella sezione, espressa in cm ²

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 5 - SLE (Rara)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 50.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.25	423.43	218.28	53.09	19.01	109111	192310	10447
2	0.69	280.05	218.28	53.09	19.01	74579	121196	7033
3	1.06	194.67	218.28	53.09	19.01	53936	78960	4995
4	1.43	145.26	218.28	53.09	19.01	41914	54627	3811
5	1.81	133.26	218.28	53.09	19.01	38979	48746	3522
6	2.18	160.04	218.28	53.09	19.01	45520	61890	4165
7	2.55	226.89	218.28	53.09	19.01	61739	94881	5765
8	2.99	357.53	218.28	53.09	19.01	93252	159612	8879

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.25	0.00	-369.73	-989
2	0.69	0.00	-263.12	-704
3	1.06	0.00	-168.32	-450
4	1.43	0.00	-69.52	-186
5	1.81	0.00	33.02	88
6	2.18	0.00	139.09	372
7	2.55	0.00	248.47	664
8	2.99	0.00	351.76	941

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 5 - SLE (Rara)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 50.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.25	-423.43	380.11	19.01	53.09	179235	114358	10714
2	0.74	-318.83	373.51	19.01	53.09	128060	88826	8205
3	1.24	-232.09	367.35	19.01	53.09	85870	67516	6116
4	1.73	-162.23	361.19	19.01	53.09	52322	50138	4421
5	2.31	-99.83	353.87	19.01	53.09	23376	34240	2889
6	2.80	-64.06	347.83	19.01	53.09	8360	24826	2004
7	3.28	-41.47	341.80	19.01	53.09	857	18877	1466
8	3.80	-29.40	320.80	19.01	53.09	1523	15453	1177

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.25	0.00	230.92	617
2	0.74	0.00	193.69	518
3	1.24	0.00	158.46	424
4	1.73	0.00	125.23	335
5	2.31	0.00	88.38	236
6	2.80	0.00	60.11	161
7	3.28	0.00	33.77	90

RELAZIONE DI CALCOLO RAMPE SCALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D26 CL	FV0300 002	A	105 di 119

8 3.80 0.00 7.30 20

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 5 - SLE (Rara)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 50.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.25	-357.53	365.17	19.01	42.47	181542	100542	9672
2	0.74	-264.06	359.01	19.01	42.47	125154	77064	7266
3	1.24	-187.84	352.85	19.01	42.47	79607	57701	5292
4	1.73	-127.90	346.69	19.01	42.47	44530	42158	3723
5	2.32	-76.09	339.29	19.01	42.47	16112	28200	2346
6	2.81	-48.52	333.13	19.01	42.47	3744	20545	1625
7	3.31	-34.11	326.96	19.01	42.47	682	16696	1282
8	3.80	-29.40	320.80	19.01	42.47	1630	15426	1174

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.25	0.00	-205.64	-550
2	0.74	0.00	-169.66	-454
3	1.24	0.00	-135.65	-363
4	1.73	0.00	-103.62	-277
5	2.32	0.00	-67.80	-181
6	2.81	0.00	-40.14	-107
7	3.31	0.00	-14.47	-39
8	3.80	0.00	-7.30	-20

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 6 - SLE (Frequente)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 50.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.25	419.53	216.08	53.09	19.01	108101	190556	10350
2	0.69	276.16	216.08	53.09	19.01	73569	119445	6936
3	1.06	190.79	216.08	53.09	19.01	52927	77215	4898
4	1.43	141.38	216.08	53.09	19.01	40903	52893	3714
5	1.81	129.38	216.08	53.09	19.01	37966	47016	3426
6	2.18	156.16	216.08	53.09	19.01	44509	60152	4069
7	2.55	223.01	216.08	53.09	19.01	60731	93135	5668
8	2.99	353.64	216.08	53.09	19.01	92244	157862	8782

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.25	0.00	-369.72	-989
2	0.69	0.00	-263.10	-703
3	1.06	0.00	-168.30	-450
4	1.43	0.00	-69.51	-186
5	1.81	0.00	33.01	88
6	2.18	0.00	139.08	372
7	2.55	0.00	248.46	664
8	2.99	0.00	351.76	941

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 6 - SLE (Frequente)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 50.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
----	---	---	---	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	----------------

RELAZIONE DI CALCOLO RAMPE SCALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D26 CL	FV0300 002	A	106 di 119

1	0.25	-419.53	380.11	19.01	53.09	177306	113416	10621
2	0.74	-315.94	373.51	19.01	53.09	126635	88125	8136
3	1.24	-230.06	367.35	19.01	53.09	84874	67018	6067
4	1.73	-160.91	361.19	19.01	53.09	51683	49809	4389
5	2.31	-99.15	353.87	19.01	53.09	23067	34066	2872
6	2.80	-63.75	347.83	19.01	53.09	8239	24745	1997
7	3.28	-41.39	341.80	19.01	53.09	834	18857	1464
8	3.80	-29.40	320.80	19.01	53.09	1523	15453	1177

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.25	0.00	228.72	612
2	0.74	0.00	191.80	513
3	1.24	0.00	156.88	419
4	1.73	0.00	123.95	331
5	2.31	0.00	87.46	234
6	2.80	0.00	59.49	159
7	3.28	0.00	33.45	89
8	3.80	0.00	7.30	20

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 6 - SLE (Frequente)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 50.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.25	-353.64	365.17	19.01	42.47	179167	99577	9573
2	0.74	-261.18	359.01	19.01	42.47	123402	76344	7192
3	1.24	-185.81	352.85	19.01	42.47	78389	57187	5240
4	1.73	-126.58	346.69	19.01	42.47	43759	41814	3688
5	2.32	-75.41	339.29	19.01	42.47	15763	28017	2329
6	2.81	-48.22	333.13	19.01	42.47	3630	20465	1618
7	3.31	-34.03	326.96	19.01	42.47	702	16678	1280
8	3.80	-29.40	320.80	19.01	42.47	1630	15426	1174

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.25	0.00	-203.45	-544
2	0.74	0.00	-167.77	-449
3	1.24	0.00	-134.07	-358
4	1.73	0.00	-102.34	-274
5	2.32	0.00	-66.88	-179
6	2.81	0.00	-39.53	-106
7	3.31	0.00	-14.16	-38
8	3.80	0.00	-7.30	-20

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 7 - SLE (Quasi Permanente)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 50.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.25	418.23	215.35	53.09	19.01	107764	189971	10318
2	0.69	274.86	215.35	53.09	19.01	73233	118861	6904
3	1.06	189.50	215.35	53.09	19.01	52590	76634	4866
4	1.43	140.09	215.35	53.09	19.01	40565	52315	3682
5	1.81	128.09	215.35	53.09	19.01	37628	46439	3393
6	2.18	154.87	215.35	53.09	19.01	44173	59573	4037
7	2.55	221.72	215.35	53.09	19.01	60395	92553	5636
8	2.99	352.35	215.35	53.09	19.01	91908	157279	8750

Verifiche taglio

RELAZIONE DI CALCOLO RAMPE SCALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D26 CL	FV0300 002	A	107 di 119

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.25	0.00	-369.72	-989
2	0.69	0.00	-263.10	-703
3	1.06	0.00	-168.29	-450
4	1.43	0.00	-69.51	-186
5	1.81	0.00	33.01	88
6	2.18	0.00	139.07	372
7	2.55	0.00	248.46	664
8	2.99	0.00	351.76	941

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 7 - SLE (Quasi Permanente)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 50.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.25	-418.23	380.11	19.01	53.09	176664	113102	10590
2	0.74	-314.97	373.51	19.01	53.09	126160	87891	8113
3	1.24	-229.38	367.35	19.01	53.09	84542	66852	6050
4	1.73	-160.47	361.19	19.01	53.09	51470	49699	4378
5	2.31	-98.92	353.87	19.01	53.09	22964	34007	2867
6	2.80	-63.65	347.83	19.01	53.09	8198	24718	1994
7	3.28	-41.36	341.80	19.01	53.09	826	18850	1464
8	3.80	-29.40	320.80	19.01	53.09	1523	15453	1177

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.25	0.00	227.99	610
2	0.74	0.00	191.17	511
3	1.24	0.00	156.35	418
4	1.73	0.00	123.52	330
5	2.31	0.00	87.15	233
6	2.80	0.00	59.28	159
7	3.28	0.00	33.34	89
8	3.80	0.00	7.30	20

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 7 - SLE (Quasi Permanente)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 50.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.25	-352.35	365.18	19.01	42.47	178375	99255	9539
2	0.74	-260.22	359.01	19.01	42.47	122818	76103	7167
3	1.24	-185.14	352.85	19.01	42.47	77983	57016	5222
4	1.73	-126.14	346.69	19.01	42.47	43502	41699	3677
5	2.32	-75.19	339.29	19.01	42.47	15648	27955	2323
6	2.81	-48.13	333.13	19.01	42.47	3592	20439	1616
7	3.31	-34.01	326.96	19.01	42.47	708	16672	1279
8	3.80	-29.40	320.80	19.01	42.47	1630	15426	1174

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.25	0.00	-202.72	-542
2	0.74	0.00	-167.15	-447
3	1.24	0.00	-133.55	-357
4	1.73	0.00	-101.92	-273
5	2.32	0.00	-66.58	-178
6	2.81	0.00	-39.33	-105
7	3.31	0.00	-14.06	-38
8	3.80	0.00	-7.30	-20

RELAZIONE DI CALCOLO RAMPE SCALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D26 CL	FV0300 002	A	108 di 119

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 8 - SLE (Rara)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 50.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.25	419.53	216.08	53.09	19.01	108101	190556	10350
2	0.69	276.16	216.08	53.09	19.01	73569	119445	6936
3	1.06	190.79	216.08	53.09	19.01	52927	77215	4898
4	1.43	141.38	216.08	53.09	19.01	40903	52893	3714
5	1.81	129.38	216.08	53.09	19.01	37966	47016	3426
6	2.18	156.16	216.08	53.09	19.01	44509	60152	4069
7	2.55	223.01	216.08	53.09	19.01	60731	93135	5668
8	2.99	353.64	216.08	53.09	19.01	92244	157862	8782

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.25	0.00	-369.72	-989
2	0.69	0.00	-263.10	-703
3	1.06	0.00	-168.30	-450
4	1.43	0.00	-69.51	-186
5	1.81	0.00	33.01	88
6	2.18	0.00	139.08	372
7	2.55	0.00	248.46	664
8	2.99	0.00	351.76	941

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 8 - SLE (Rara)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 50.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.25	-419.53	380.11	19.01	53.09	177306	113416	10621
2	0.74	-315.94	373.51	19.01	53.09	126635	88125	8136
3	1.24	-230.06	367.35	19.01	53.09	84874	67018	6067
4	1.73	-160.91	361.19	19.01	53.09	51683	49809	4389
5	2.31	-99.15	353.87	19.01	53.09	23067	34066	2872
6	2.80	-63.75	347.83	19.01	53.09	8239	24745	1997
7	3.28	-41.39	341.80	19.01	53.09	834	18857	1464
8	3.80	-29.40	320.80	19.01	53.09	1523	15453	1177

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.25	0.00	228.72	612
2	0.74	0.00	191.80	513
3	1.24	0.00	156.88	419
4	1.73	0.00	123.95	331
5	2.31	0.00	87.46	234
6	2.80	0.00	59.49	159
7	3.28	0.00	33.45	89
8	3.80	0.00	7.30	20

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 8 - SLE (Rara)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 50.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.25	-353.64	365.17	19.01	42.47	179167	99577	9573
2	0.74	-261.18	359.01	19.01	42.47	123402	76344	7192
3	1.24	-185.81	352.85	19.01	42.47	78389	57187	5240

RELAZIONE DI CALCOLO RAMPE SCALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D26 CL	FV0300 002	A	109 di 119

4	1.73	-126.58	346.69	19.01	42.47	43759	41814	3688
5	2.32	-75.41	339.29	19.01	42.47	15763	28017	2329
6	2.81	-48.22	333.13	19.01	42.47	3630	20465	1618
7	3.31	-34.03	326.96	19.01	42.47	702	16678	1280
8	3.80	-29.40	320.80	19.01	42.47	1630	15426	1174

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.25	0.00	-203.45	-544
2	0.74	0.00	-167.77	-449
3	1.24	0.00	-134.07	-358
4	1.73	0.00	-102.34	-274
5	2.32	0.00	-66.88	-179
6	2.81	0.00	-39.53	-106
7	3.31	0.00	-14.16	-38
8	3.80	0.00	-7.30	-20

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 9 - SLE (Frequente)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 50.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.25	418.23	215.35	53.09	19.01	107764	189971	10318
2	0.69	274.86	215.35	53.09	19.01	73233	118861	6904
3	1.06	189.50	215.35	53.09	19.01	52590	76634	4866
4	1.43	140.09	215.35	53.09	19.01	40565	52315	3682
5	1.81	128.09	215.35	53.09	19.01	37628	46439	3393
6	2.18	154.87	215.35	53.09	19.01	44173	59573	4037
7	2.55	221.72	215.35	53.09	19.01	60395	92553	5636
8	2.99	352.35	215.35	53.09	19.01	91908	157279	8750

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.25	0.00	-369.72	-989
2	0.69	0.00	-263.10	-703
3	1.06	0.00	-168.29	-450
4	1.43	0.00	-69.51	-186
5	1.81	0.00	33.01	88
6	2.18	0.00	139.07	372
7	2.55	0.00	248.46	664
8	2.99	0.00	351.76	941

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 9 - SLE (Frequente)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 50.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.25	-418.23	380.11	19.01	53.09	176664	113102	10590
2	0.74	-314.97	373.51	19.01	53.09	126160	87891	8113
3	1.24	-229.38	367.35	19.01	53.09	84542	66852	6050
4	1.73	-160.47	361.19	19.01	53.09	51470	49699	4378
5	2.31	-98.92	353.87	19.01	53.09	22964	34007	2867
6	2.80	-63.65	347.83	19.01	53.09	8198	24718	1994
7	3.28	-41.36	341.80	19.01	53.09	826	18850	1464
8	3.80	-29.40	320.80	19.01	53.09	1523	15453	1177

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.25	0.00	227.99	610
2	0.74	0.00	191.17	511

RELAZIONE DI CALCOLO RAMPE SCALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D26 CL	FV0300 002	A	110 di 119

3	1.24	0.00	156.35	418
4	1.73	0.00	123.52	330
5	2.31	0.00	87.15	233
6	2.80	0.00	59.28	159
7	3.28	0.00	33.34	89
8	3.80	0.00	7.30	20

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 9 - SLE (Frequente)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 50.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.25	-352.35	365.18	19.01	42.47	178375	99255	9539
2	0.74	-260.22	359.01	19.01	42.47	122818	76103	7167
3	1.24	-185.14	352.85	19.01	42.47	77983	57016	5222
4	1.73	-126.14	346.69	19.01	42.47	43502	41699	3677
5	2.32	-75.19	339.29	19.01	42.47	15648	27955	2323
6	2.81	-48.13	333.13	19.01	42.47	3592	20439	1616
7	3.31	-34.01	326.96	19.01	42.47	708	16672	1279
8	3.80	-29.40	320.80	19.01	42.47	1630	15426	1174

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.25	0.00	-202.72	-542
2	0.74	0.00	-167.15	-447
3	1.24	0.00	-133.55	-357
4	1.73	0.00	-101.92	-273
5	2.32	0.00	-66.58	-178
6	2.81	0.00	-39.33	-105
7	3.31	0.00	-14.06	-38
8	3.80	0.00	-7.30	-20

RELAZIONE DI CALCOLO RAMPE SCALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D26 CL	FV0300 002	A	111 di 119

Verifiche fessurazione

Simbologia adottata ed unità di misura

N°	Indice sezione
X_i	Ascissa/Ordinata sezione, espresso in m
M_p	Momento, espresse in kNm
M_n	Momento, espresse in kNm
W_k	Ampiezza fessure, espresse in mm
W_{lim}	Apertura limite fessure, espresse in mm
s	Distanza media tra le fessure, espresse in mm
ϵ_{sm}	Deformazione nelle fessure, espresse in [%]

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 5 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	53.09	19.01	169.01	-148.19	423.43	0.09	100.00	59.94	0.084
2	0.69	53.09	19.01	169.01	-148.19	280.05	0.05	100.00	59.94	0.045
3	1.06	53.09	19.01	169.01	-148.19	194.67	0.02	100.00	59.94	0.018
4	1.43	53.09	19.01	169.01	-148.19	145.26	0.00	100.00	0.00	0.000
5	1.81	53.09	19.01	169.01	-148.19	133.26	0.00	100.00	0.00	0.000
6	2.18	53.09	19.01	169.01	-148.19	160.04	0.00	100.00	0.00	0.000
7	2.55	53.09	19.01	169.01	-148.19	226.89	0.03	100.00	59.94	0.029
8	2.99	53.09	19.01	169.01	-148.19	357.53	0.07	100.00	59.94	0.066

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 5 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	19.01	53.09	148.19	-169.01	-423.43	0.12	100.00	88.22	0.077
2	0.74	19.01	53.09	148.19	-169.01	-318.83	0.07	100.00	88.22	0.049
3	1.24	19.01	53.09	148.19	-169.01	-232.09	0.03	100.00	88.22	0.023
4	1.73	19.01	53.09	148.19	-169.01	-162.23	0.00	100.00	0.00	0.000
5	2.31	19.01	53.09	148.19	-169.01	-99.83	0.00	100.00	0.00	0.000
6	2.80	19.01	53.09	148.19	-169.01	-64.06	0.00	100.00	0.00	0.000
7	3.28	19.01	53.09	148.19	-169.01	-41.47	0.00	100.00	0.00	0.000
8	3.80	19.01	53.09	148.19	-169.01	-29.40	0.00	100.00	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 5 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	19.01	42.47	147.08	-161.42	-357.53	0.14	100.00	109.25	0.075
2	0.74	19.01	42.47	147.08	-161.42	-264.06	0.08	100.00	109.25	0.042
3	1.24	19.01	42.47	147.08	-161.42	-187.84	0.03	100.00	109.25	0.015
4	1.73	19.01	42.47	147.08	-161.42	-127.90	0.00	100.00	0.00	0.000
5	2.32	19.01	42.47	147.08	-161.42	-76.09	0.00	100.00	0.00	0.000
6	2.81	19.01	42.47	147.08	-161.42	-48.52	0.00	100.00	0.00	0.000
7	3.31	19.01	42.47	147.08	-161.42	-34.11	0.00	100.00	0.00	0.000
8	3.80	19.01	42.47	147.08	-161.42	-29.40	0.00	100.00	0.00	0.000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 6 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	53.09	19.01	169.01	-148.19	419.53	0.09	0.15	59.94	0.083
2	0.69	53.09	19.01	169.01	-148.19	276.16	0.05	0.15	59.94	0.044
3	1.06	53.09	19.01	169.01	-148.19	190.79	0.02	0.15	59.94	0.017
4	1.43	53.09	19.01	169.01	-148.19	141.38	0.00	0.15	0.00	0.000
5	1.81	53.09	19.01	169.01	-148.19	129.38	0.00	0.15	0.00	0.000
6	2.18	53.09	19.01	169.01	-148.19	156.16	0.00	0.15	0.00	0.000
7	2.55	53.09	19.01	169.01	-148.19	223.01	0.03	0.15	59.94	0.028
8	2.99	53.09	19.01	169.01	-148.19	353.64	0.07	0.15	59.94	0.065

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 6 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
----	---	-----------------	-----------------	----------------	----------------	---	---	------------------	----------------	-----------------

RELAZIONE DI CALCOLO RAMPE SCALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D26 CL	FV0300 002	A	112 di 119

1	0.25	19.01	53.09	148.19	-169.01	-419.53	0.12	0.15	88.22	0.076
2	0.74	19.01	53.09	148.19	-169.01	-315.94	0.07	0.15	88.22	0.048
3	1.24	19.01	53.09	148.19	-169.01	-230.06	0.03	0.15	88.22	0.022
4	1.73	19.01	53.09	148.19	-169.01	-160.91	0.00	0.15	0.00	0.000
5	2.31	19.01	53.09	148.19	-169.01	-99.15	0.00	0.15	0.00	0.000
6	2.80	19.01	53.09	148.19	-169.01	-63.75	0.00	0.15	0.00	0.000
7	3.28	19.01	53.09	148.19	-169.01	-41.39	0.00	0.15	0.00	0.000
8	3.80	19.01	53.09	148.19	-169.01	-29.40	0.00	0.15	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 6 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	19.01	42.47	147.08	-161.42	-353.64	0.14	0.15	109.25	0.073
2	0.74	19.01	42.47	147.08	-161.42	-261.18	0.08	0.15	109.25	0.041
3	1.24	19.01	42.47	147.08	-161.42	-185.81	0.03	0.15	109.25	0.015
4	1.73	19.01	42.47	147.08	-161.42	-126.58	0.00	0.15	0.00	0.000
5	2.32	19.01	42.47	147.08	-161.42	-75.41	0.00	0.15	0.00	0.000
6	2.81	19.01	42.47	147.08	-161.42	-48.22	0.00	0.15	0.00	0.000
7	3.31	19.01	42.47	147.08	-161.42	-34.03	0.00	0.15	0.00	0.000
8	3.80	19.01	42.47	147.08	-161.42	-29.40	0.00	0.15	0.00	0.000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 7 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	53.09	19.01	169.01	-148.19	418.23	0.09	0.10	59.94	0.082
2	0.69	53.09	19.01	169.01	-148.19	274.86	0.05	0.10	59.94	0.044
3	1.06	53.09	19.01	169.01	-148.19	189.50	0.02	0.10	59.94	0.016
4	1.43	53.09	19.01	169.01	-148.19	140.09	0.00	0.10	0.00	0.000
5	1.81	53.09	19.01	169.01	-148.19	128.09	0.00	0.10	0.00	0.000
6	2.18	53.09	19.01	169.01	-148.19	154.87	0.00	0.10	0.00	0.000
7	2.55	53.09	19.01	169.01	-148.19	221.72	0.03	0.10	59.94	0.027
8	2.99	53.09	19.01	169.01	-148.19	352.35	0.07	0.10	59.94	0.065

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 7 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	19.01	53.09	148.19	-169.01	-418.23	0.12	0.10	88.22	0.075
2	0.74	19.01	53.09	148.19	-169.01	-314.97	0.07	0.10	88.22	0.048
3	1.24	19.01	53.09	148.19	-169.01	-229.38	0.03	0.10	88.22	0.022
4	1.73	19.01	53.09	148.19	-169.01	-160.47	0.00	0.10	0.00	0.000
5	2.31	19.01	53.09	148.19	-169.01	-98.92	0.00	0.10	0.00	0.000
6	2.80	19.01	53.09	148.19	-169.01	-63.65	0.00	0.10	0.00	0.000
7	3.28	19.01	53.09	148.19	-169.01	-41.36	0.00	0.10	0.00	0.000
8	3.80	19.01	53.09	148.19	-169.01	-29.40	0.00	0.10	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 7 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	19.01	42.47	147.08	-161.42	-352.35	0.14	0.10	109.25	0.073
2	0.74	19.01	42.47	147.08	-161.42	-260.22	0.08	0.10	109.25	0.041
3	1.24	19.01	42.47	147.08	-161.42	-185.14	0.03	0.10	109.25	0.015
4	1.73	19.01	42.47	147.08	-161.42	-126.14	0.00	0.10	0.00	0.000
5	2.32	19.01	42.47	147.08	-161.42	-75.19	0.00	0.10	0.00	0.000
6	2.81	19.01	42.47	147.08	-161.42	-48.13	0.00	0.10	0.00	0.000
7	3.31	19.01	42.47	147.08	-161.42	-34.01	0.00	0.10	0.00	0.000
8	3.80	19.01	42.47	147.08	-161.42	-29.40	0.00	0.10	0.00	0.000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 8 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	53.09	19.01	169.01	-148.19	419.53	0.09	100.00	59.94	0.083

RELAZIONE DI CALCOLO RAMPE SCALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D26 CL	FV0300 002	A	113 di 119

2	0.69	53.09	19.01	169.01	-148.19	276.16	0.05	100.00	59.94	0.044
3	1.06	53.09	19.01	169.01	-148.19	190.79	0.02	100.00	59.94	0.017
4	1.43	53.09	19.01	169.01	-148.19	141.38	0.00	100.00	0.00	0.000
5	1.81	53.09	19.01	169.01	-148.19	129.38	0.00	100.00	0.00	0.000
6	2.18	53.09	19.01	169.01	-148.19	156.16	0.00	100.00	0.00	0.000
7	2.55	53.09	19.01	169.01	-148.19	223.01	0.03	100.00	59.94	0.028
8	2.99	53.09	19.01	169.01	-148.19	353.64	0.07	100.00	59.94	0.065

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 8 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	19.01	53.09	148.19	-169.01	-419.53	0.12	100.00	88.22	0.076
2	0.74	19.01	53.09	148.19	-169.01	-315.94	0.07	100.00	88.22	0.048
3	1.24	19.01	53.09	148.19	-169.01	-230.06	0.03	100.00	88.22	0.022
4	1.73	19.01	53.09	148.19	-169.01	-160.91	0.00	100.00	0.00	0.000
5	2.31	19.01	53.09	148.19	-169.01	-99.15	0.00	100.00	0.00	0.000
6	2.80	19.01	53.09	148.19	-169.01	-63.75	0.00	100.00	0.00	0.000
7	3.28	19.01	53.09	148.19	-169.01	-41.39	0.00	100.00	0.00	0.000
8	3.80	19.01	53.09	148.19	-169.01	-29.40	0.00	100.00	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 8 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	19.01	42.47	147.08	-161.42	-353.64	0.14	100.00	109.25	0.073
2	0.74	19.01	42.47	147.08	-161.42	-261.18	0.08	100.00	109.25	0.041
3	1.24	19.01	42.47	147.08	-161.42	-185.81	0.03	100.00	109.25	0.015
4	1.73	19.01	42.47	147.08	-161.42	-126.58	0.00	100.00	0.00	0.000
5	2.32	19.01	42.47	147.08	-161.42	-75.41	0.00	100.00	0.00	0.000
6	2.81	19.01	42.47	147.08	-161.42	-48.22	0.00	100.00	0.00	0.000
7	3.31	19.01	42.47	147.08	-161.42	-34.03	0.00	100.00	0.00	0.000
8	3.80	19.01	42.47	147.08	-161.42	-29.40	0.00	100.00	0.00	0.000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 9 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	53.09	19.01	169.01	-148.19	418.23	0.09	0.15	59.94	0.082
2	0.69	53.09	19.01	169.01	-148.19	274.86	0.05	0.15	59.94	0.044
3	1.06	53.09	19.01	169.01	-148.19	189.50	0.02	0.15	59.94	0.016
4	1.43	53.09	19.01	169.01	-148.19	140.09	0.00	0.15	0.00	0.000
5	1.81	53.09	19.01	169.01	-148.19	128.09	0.00	0.15	0.00	0.000
6	2.18	53.09	19.01	169.01	-148.19	154.87	0.00	0.15	0.00	0.000
7	2.55	53.09	19.01	169.01	-148.19	221.72	0.03	0.15	59.94	0.027
8	2.99	53.09	19.01	169.01	-148.19	352.35	0.07	0.15	59.94	0.065

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 9 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	19.01	53.09	148.19	-169.01	-418.23	0.12	0.15	88.22	0.075
2	0.74	19.01	53.09	148.19	-169.01	-314.97	0.07	0.15	88.22	0.048
3	1.24	19.01	53.09	148.19	-169.01	-229.38	0.03	0.15	88.22	0.022
4	1.73	19.01	53.09	148.19	-169.01	-160.47	0.00	0.15	0.00	0.000
5	2.31	19.01	53.09	148.19	-169.01	-98.92	0.00	0.15	0.00	0.000
6	2.80	19.01	53.09	148.19	-169.01	-63.65	0.00	0.15	0.00	0.000
7	3.28	19.01	53.09	148.19	-169.01	-41.36	0.00	0.15	0.00	0.000
8	3.80	19.01	53.09	148.19	-169.01	-29.40	0.00	0.15	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 9 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.25	19.01	42.47	147.08	-161.42	-352.35	0.14	0.15	109.25	0.073
2	0.74	19.01	42.47	147.08	-161.42	-260.22	0.08	0.15	109.25	0.041

RELAZIONE DI CALCOLO RAMPE SCALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D26 CL	FV0300 002	A	114 di 119

3	1.24	19.01	42.47	147.08	-161.42	-185.14	0.03	0.15	109.25	0.015
4	1.73	19.01	42.47	147.08	-161.42	-126.14	0.00	0.15	0.00	0.000
5	2.32	19.01	42.47	147.08	-161.42	-75.19	0.00	0.15	0.00	0.000
6	2.81	19.01	42.47	147.08	-161.42	-48.13	0.00	0.15	0.00	0.000
7	3.31	19.01	42.47	147.08	-161.42	-34.01	0.00	0.15	0.00	0.000
8	3.80	19.01	42.47	147.08	-161.42	-29.40	0.00	0.15	0.00	0.000

RELAZIONE DI CALCOLO RAMPE SCALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D26 CL	FV0300 002	A	115 di 119

Inviluppo sollecitazioni nodali

Inviluppo sollecitazioni fondazione

X [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.25	-824.55	-418.23	-548.21	-217.15	215.35	397.28
0.69	-734.47	-274.86	-390.45	-184.72	215.35	398.21
1.06	-670.56	-189.50	-250.05	-144.31	215.35	399.00
1.43	-623.28	-140.09	-103.68	-69.51	215.35	399.79
1.81	-596.55	-128.09	-31.92	48.30	215.35	400.58
2.18	-593.92	-154.87	38.18	205.59	215.35	401.37
2.55	-618.62	-221.72	116.34	367.85	215.35	402.16
2.99	-686.03	-352.35	194.34	521.27	215.35	403.09

Inviluppo sollecitazioni piedritto sinistro

Y [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.25	-824.55	-418.23	227.99	426.21	219.85	563.51
0.74	-630.13	-314.97	191.17	362.73	213.77	554.54
1.24	-466.52	-229.38	156.35	301.25	208.13	546.22
1.73	-332.73	-160.47	123.52	241.77	202.49	537.90
2.31	-211.21	-98.92	87.15	173.75	195.79	528.01
2.80	-140.43	-63.65	59.28	119.78	190.27	519.87
3.28	-95.24	-41.36	33.34	67.73	184.75	511.72
3.80	-72.70	-29.40	7.30	13.60	164.30	481.20

Inviluppo sollecitazioni piedritto destro

Y [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.25	-686.03	-352.35	-374.16	-202.72	204.92	541.11
0.74	-514.40	-260.22	-312.77	-167.15	199.27	532.79
1.24	-372.57	-185.14	-253.30	-133.55	193.63	524.47
1.73	-259.58	-126.14	-195.76	-101.92	187.99	516.15
2.32	-160.72	-75.19	-129.28	-66.58	181.22	506.16
2.81	-107.82	-48.13	-76.03	-39.33	175.58	497.84
3.31	-80.69	-34.01	-24.74	-14.06	169.94	489.52
3.80	-72.70	-29.40	-13.60	-7.30	164.30	481.20

Inviluppo pressioni terreno

Inviluppo pressioni sul terreno di fondazione

X [m]	σ _{tmin} [kPa]	σ _{tmax} [kPa]
0.25	65	367
0.69	105	389
1.06	135	406
1.43	163	421
1.81	189	436
2.18	212	450
2.55	233	463
2.99	254	476

Inviluppo verifiche stato limite ultimo (SLU)

Verifica sezioni fondazione (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 50.00 cm

X	A _{fi}	A _{fs}	CS
0.25	53.09	19.01	1.06

RELAZIONE DI CALCOLO RAMPE SCALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D26 CL	FV0300 002	A	116 di 119

0.69	53.09	19.01	1.09
1.06	53.09	19.01	1.22
1.43	53.09	19.01	1.35
1.81	53.09	19.01	1.48
2.18	53.09	19.01	1.48
2.55	53.09	19.01	1.34
2.99	53.09	19.01	1.15

X	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
0.25	346.98	0.00	0.00	0.00
0.69	346.98	0.00	0.00	0.00
1.06	346.98	0.00	0.00	0.00
1.43	346.98	0.00	0.00	0.00
1.81	346.98	0.00	0.00	0.00
2.18	346.98	0.00	0.00	0.00
2.55	346.98	0.00	0.00	0.00
2.99	346.98	0.00	0.00	0.00

Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 50.00 cm

Y	A _{fi}	A _{fs}	CS
0.25	19.01	53.09	1.03
0.74	19.01	53.09	1.10
1.24	19.01	53.09	1.47
1.73	19.01	53.09	2.04
2.31	19.01	53.09	3.24
2.80	19.01	53.09	5.08
3.28	19.01	53.09	8.42
3.80	19.01	53.09	13.83

Y	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
0.25	379.04	0.00	0.00	0.00
0.74	377.85	0.00	0.00	0.00
1.24	376.75	0.00	0.00	0.00
1.73	375.66	0.00	0.00	0.00
2.31	374.35	0.00	0.00	0.00
2.80	373.28	0.00	0.00	0.00
3.28	372.20	0.00	0.00	0.00
3.80	368.17	0.00	0.00	0.00

Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 50.00 cm

Y	A _{fi}	A _{fs}	CS
0.25	19.01	42.47	1.02
0.74	19.01	42.47	1.09
1.24	19.01	42.47	1.50
1.73	19.01	42.47	2.16
2.32	19.01	42.47	3.64
2.81	19.01	42.47	6.08
3.31	19.01	42.47	10.23
3.80	19.01	42.47	12.22

Y	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
0.25	354.24	0.00	0.00	0.00
0.74	353.14	0.00	0.00	0.00
1.24	352.05	0.00	0.00	0.00
1.73	350.95	0.00	0.00	0.00
2.32	349.63	0.00	0.00	0.00

RELAZIONE DI CALCOLO RAMPE SCALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D26 CL	FV0300 002	A	117 di 119

2.81	348.53	0.00	0.00	0.00
3.31	347.43	0.00	0.00	0.00
3.80	346.33	0.00	0.00	0.00

Inviluppo verifiche stato limite esercizio (SLE)

Verifica sezioni fondazione (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 50.00 cm

X	A _{fi}	A _{fs}	σ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
0.25	53.09	19.01	10447	192310	109111
0.69	53.09	19.01	7033	121196	74579
1.06	53.09	19.01	4995	78960	53936
1.43	53.09	19.01	3811	54627	41914
1.81	53.09	19.01	3522	48746	38979
2.18	53.09	19.01	4165	61890	45520
2.55	53.09	19.01	5765	94881	61739
2.99	53.09	19.01	8879	159612	93252

X	τ _c	A _{sw}
0.25	-989	0.00
0.69	-704	0.00
1.06	-450	0.00
1.43	-186	0.00
1.81	88	0.00
2.18	372	0.00
2.55	664	0.00
2.99	941	0.00

Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 50.00 cm

Y	A _{fi}	A _{fs}	σ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
0.25	19.01	53.09	10714	114358	179235
0.74	19.01	53.09	8205	88826	128060
1.24	19.01	53.09	6116	67516	85870
1.73	19.01	53.09	4421	50138	52322
2.31	19.01	53.09	2889	34240	23376
2.80	19.01	53.09	2004	24826	8360
3.28	19.01	53.09	1466	18877	857
3.80	19.01	53.09	1177	15453	1523

Y	τ _c	A _{sw}
0.25	617	0.00
0.74	518	0.00
1.24	424	0.00
1.73	335	0.00
2.31	236	0.00
2.80	161	0.00
3.28	90	0.00
3.80	20	0.00

Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 50.00 cm

RELAZIONE DI CALCOLO RAMPE SCALE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D26 CL	FV0300 002	A	118 di 119

Y	A _{fi}	A _{fs}	σ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
0.25	19.01	42.47	9672	100542	181542
0.74	19.01	42.47	7266	77064	125154
1.24	19.01	42.47	5292	57701	79607
1.73	19.01	42.47	3723	42158	44530
2.32	19.01	42.47	2346	28200	16112
2.81	19.01	42.47	1625	20545	3744
3.31	19.01	42.47	1282	16696	708
3.80	19.01	42.47	1174	15426	1630

Y	τ _c	A _{sw}
0.25	-550	0.00
0.74	-454	0.00
1.24	-363	0.00
1.73	-277	0.00
2.32	-181	0.00
2.81	-107	0.00
3.31	-39	0.00
3.80	-20	0.00

Dichiarazioni secondo N.T.C. 2018 (punto 10.2)

Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo

Il sottoscritto Ing. Rinauro, in qualità di calcolatore delle opere in progetto, dichiara quanto segue.

Tipo di analisi svolta

L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni.

La struttura viene discretizzata in elementi tipo trave. Per simulare il comportamento del terreno di fondazione e di rinfilanco vengono inserite delle molle alla Winkler non reagenti a trazione

L'analisi che viene effettuata è un'analisi al passo per tener conto delle molle che devono essere eliminate (molle in trazione). L'analisi fornisce i risultati in termini di spostamenti. Dagli spostamenti si risale alle sollecitazioni nodali ed alle pressioni sul terreno.

Il calcolo degli scatolari viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo delle pressioni in calotta (per gli scatolari ricoperti da terreno);
- Calcolo della spinta del terreno;
- Calcolo delle sollecitazioni sugli elementi strutturali (fondazione, piedritti e traverso);
- Progetto delle armature e relative verifiche dei materiali.

L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica equivalente secondo le disposizioni del capitolo 7 del DM 17/01/2018.

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Titolo SCAT - Analisi Strutture Scatolari
Versione 14.0
Produttore Aztec Informatica srl, Casole Bruzio (CS)

Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice Aztec Informatica srl ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

Modalità di presentazione dei risultati

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. La relazione di calcolo illustra in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare.

Informazioni generali sull'elaborazione

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. 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.

In base a quanto sopra, io sottoscritto asserisco che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.