

IL CONCEDENTE

IL CONCESSIONARIO



AUTOSTRADA REGIONALE CISPADANA DAL CASELLO DI REGGIOLO-ROLO SULLA A22 AL CASELLO DI FERRARA SUD SULLA A13

CODICE C.U.P. E81B08000060009

PROGETTO DEFINITIVO

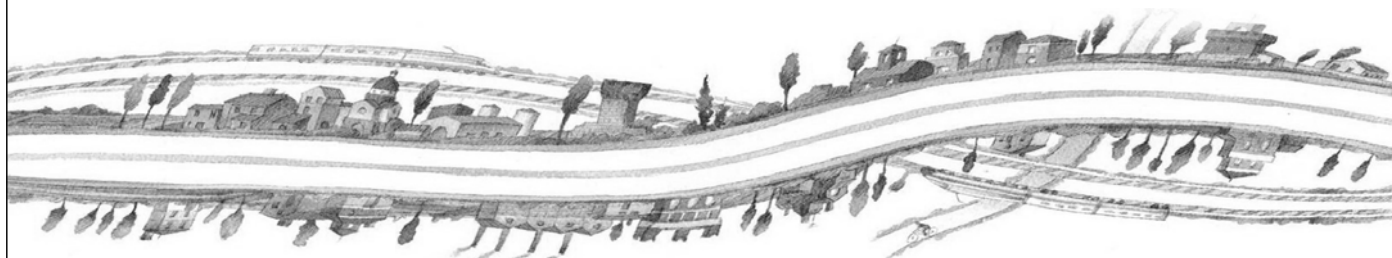
ASSE AUTOSTRADALE (COMPRESIVO DEGLI INTERVENTI LOCALI)

OPERE STRUTTURALI

OPERE D'ARTE MAGGIORI - SOTTOVIA VIABILITA' INTERFERITA

VST16 - SOTTOVIA SC "SALDE ENTRA"

RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO



IL PROGETTISTA

Ing. Antonio De Fazio
Albo Ing. Prov. Bologna n°3696



RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Ing. Emilio Salsi
Albo Ing. Reggio Emilia n° 945



IL CONCESSIONARIO

Autostrada Regionale
Cispadana S.p.A.
IL PRESIDENTE
Graziano Pattuzzi

G					
F					
E					
D					
C					
B					
A	17.04.2012	EMISSIONE	Azzolini	De Fazio	Salsi
REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDAZIONE	CONTROLLO	APPROVAZIONE

IDENTIFICAZIONE ELABORATO

NUM. PROGR.	FASE	LOTTO	GRUPPO	CODICE OPERA WBS	TRATTO OPERA	AMBITO	TIPO ELABORATO	PROGRESSIVO	REV.
3257	PD	0	V27	VST16	0	OM	RC	01	A

DATA: MAGGIO 2012

SCALA: _

INDICE

1. DESCRIZIONE DELL'OPERA	4
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	5
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	6
4. INCIDENZE.....	7
5. CRITERI DI CALCOLO	8
5.1. CALCOLO DELLE SPINTE SUI PARAMENTI VERTICALI	8
5.2. SPINTE ATTIVE IN CONDIZIONI STATICHE	9
5.3. SPINTE A RIPOSO	10
5.3.1. Spinte Attive In Condizioni Sismiche	11
5.3.1.1 Rilevato asciutto.....	12
5.3.1.2 Rilevato saturo a grana fine (dinamicamente impervio: $k < 5 \cdot 10^{-4}$ m/s).....	12
5.3.1.3 Rilevato saturo a grana grossa (dinamicamente permeabile: $k \geq 5 \cdot 10^{-4}$ m/s)	12
5.3.1.4 Rilevato parzialmente immerso.....	13
5.3.1.5 Punto di applicazione delle spinte attive sismiche.....	14
5.3.2. Sovrappinte sismiche su muri non in grado di spostarsi	14
5.4. CRITERI E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA.....	15
5.5. COMBINAZIONI DI CARICO.....	19
5.6. COMBINAZIONI PER LA VERIFICA ALLO SLU	20
5.6.1. Combinazioni per la verifica allo SLE	22
5.6.2. Combinazioni per la condizione sismica.....	23
6. PARAMETRI GEOTECNICI	24
7. SOTTOPASSO SCATOLARE	25
7.1. PROGRAMMI DI CALCOLO UTILIZZATI	27
7.1.1. Pro Sap	27
7.1.2. Modellazione adottata	27
7.1.3. Analisi dei carichi.....	30
7.1.4. Peso proprio e carichi permanenti portati	31
7.1.5. Spinta delle terre	32
7.1.6. Spinta della falda interna allo scatolare	34
7.1.7. Carichi veicolari sulla soletta superiore	34
7.1.8. Spinte sui piedritti indotte dai sovraccarichi accidentali	39
7.1.9. Sovraccarichi accidentali sulla soletta di fondazione.....	43
7.1.10. Frenatura.....	44
7.1.11. Azioni sismiche.....	45

7.1.11.1	Stato limite di salvaguardia della vita (SLV)	45
7.1.12.	Azioni termiche	48
7.1.13.	Ritiro	48
7.2.	COMBINAZIONI DI CARICO ADOTTATE	50
7.2.1.	Combinazioni per lo stato limite ultimo	50
7.2.2.	Combinazioni per gli stati limite di esercizio: combinazione rara	51
7.2.3.	Combinazioni per gli stati limite di esercizio: combinazione frequente	52
7.2.4.	Combinazioni per gli stati limite di esercizio: combinazione quasi permanente.....	53
7.2.5.	Combinazioni per lo stato limite ultimo di Salvaguardia della vita	53
7.3.	DIAGRAMMI DELLE CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE	55
7.3.1.	InviluppoSLU/SLV momento flettente soletta superiore e soletta di fondazione.....	55
7.3.2.	InviluppoSLU/SLV momento flettente piedritti	56
7.3.3.	Inviluppo taglio SLU/SLV soletta superiore e soletta di fondazione.....	56
7.3.4.	Inviluppo taglio SLU/SLV piedritti	57
7.4.	VERIFICHE DI RESISTENZA ED A FESSURAZIONE.....	57
7.4.1.	Verifiche a fessurazione	63
7.4.2.	Verifica delle tensioni di esercizio.....	70
7.4.2.1	Soletta superiore attacco piedritto.....	74
7.4.2.2	Soletta inferiore attacco piedritto.....	78
7.4.2.3	Piedritto attacco soletta inferiore	82
7.4.2.4	Piedritto attacco soletta superiore.....	85
7.4.3.	Armatura di ripartizione dello scatolare	87
8.	MURI AD "U"	90
8.1.	GEOMETRIA DELLA STRUTTURA.....	90
8.2.	PROGRAMMI DI CALCOLO UTILIZZATI	91
8.2.1.	Autodesk® Robot™ Structural Analysis Professional 2012.....	91
8.2.2.	Modellazione adottata	91
8.3.	ANALISI DEI CARICHI	94
8.3.1.	Peso proprio e carichi permanenti portati	95
8.3.2.	Spinta delle terre	95
8.3.3.	Spinta dell'acqua	96
8.3.4.	Spinte sui piedritti indotte dai sovraccarichi accidentali	96
8.3.5.	Azioni sismiche.....	97
8.3.5.1	Stato limite di salvaguardia della vita (SLV)	97
8.3.6.	Azioni agenti sulla base della fondazione.....	99
8.3.7.	Condizioni elementari di carico agenti sulla struttura.....	100
8.4.	COMBINAZIONI DI CARICO ADOTTATE	101
8.4.1.	Combinazioni per lo stato limite ultimo	101
8.4.2.	Combinazioni per gli stati limite di esercizio	102
8.4.3.	Combinazioni per lo stato limite ultimo di Salvaguardia della vita	102

8.5. CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI.....	104
8.5.1. Inviluppo momento flettente SLU/SLV (STR)	104
8.5.2. Inviluppo taglio SLU/SLV (STR)	105
8.5.3. Inviluppo sforzo assiale piedritti SLU/SLV (STR)	105
8.5.4. Inviluppo momento flettente SLU/SLV (GEO)	106
8.5.5. Inviluppo taglio SLU/SLV (GEO)	106
8.5.6. Inviluppo sforzo assiale piedritti SLU/SLV (GEO).....	107
8.5.7. Inviluppo momento flettente SLE (FREQUENTE)	107
8.5.8. Inviluppo momento flettente SLE (Q.PERMANENTE).....	108
8.5.9. Verifiche a flessione	109
8.5.10. Verifiche a fessurazione	111
8.6. GEOMETRIA DELLA STRUTTURA.....	121
8.7. ANALISI DEI CARICHI	122
8.7.1. Peso proprio e carichi permanenti portati	122
8.7.2. Spinta delle terre	123
8.7.3. Spinte sui piedritti indotte dai sovraccarichi accidentali	124
8.7.4. Azioni sismiche.....	125
8.7.4.1 <i>Stato limite di salvaguardia della vita (SLV)</i>	125
8.7.5. Condizioni elementari di carico agenti sulla struttura.....	127
8.8. CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI FLESSIONALI	127
8.9. VERIFICHE DI RESISTENZA	127
8.10. VERIFICHE GEOTECNICHE	129
8.10.1. Verifica di scorrimento sul piano di posa	129
8.10.2. Verifica al ribaltamento	129
9. ALLEGATO A. –TABELLE PER IL CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI TRASVERSALI NELLA SOLETTA SUPERIORE.....	131

1. DESCRIZIONE DELL'OPERA

La presente relazione di calcolo riguarda il sottopasso scatolare previsto nell'ambito della realizzazione del Sottovia situato alla prog. Km 30+200 La viabilità in oggetto rientra nell'ambito dei lavori di costruzione della Autostrada Regionale Cispadana.

L'opera la cui sezione interna in retto misura 10.30x5.90m si sviluppa complessivamente per 41.90ml circa. L'altezza di ricoprimento assunta ai fini del calcolo della struttura si assume in un caso pari a 1.82m per massimizzare le sollecitazioni in relazione al peso proprio del terreno, pari al minimo 0.50m per il calcolo delle lunghezze di diffusione relative ai carichi accidentali (mobili)

Le azioni considerate nel calcolo sono quelle tipiche di una struttura interrata con le aggiunte delle azioni di tipo stradale, con applicazione della Normativa sui ponti ferroviari D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni.

L'opera ricade in zona sismica, pertanto, saranno applicate le azioni di rito previste dalla norma, così come riportato nei capitoli successivi.



2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Relativamente alla Normativa di riferimento si rimanda al seguente elaborato:

PD_0_000_00000_GE_KT_01_A Elenco delle Normative di riferimento



3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

In merito alle caratteristiche dei materiali previsti si rimanda al seguente elaborato:

PD_0_000_00000_GE_TB_01_A Tabella materiali e classi di esposizione del calcestruzzo

4. INCIDENZE

Si forniscono qui di seguito le incidenze d'armatura relative ai singoli elementi costituenti l'Opera.

AUTOSTRADA REGIONALE CISPADANA						
INCIDENZE ACCIAIO - VST16 - SOTTOVIA SC "SALDE ENTRA"						
Cod Wbs	Descrizione Opera	Parte d'opera	Incidenza kg/mc			Incidenza kg/mq
			Fondazione	Elevazione	Soletta	Copertura metallica
V27-VST16	Sottovia SC "Salde-Entrà"	MURI AD U	130	130	-	-
V27-VST16	Sottovia SC "Salde-Entrà"	SOTTOPASSO	83	88	90	-

5. CRITERI DI CALCOLO

In ottemperanza con la normativa vigente, i calcoli sono condotti con il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

5.1. CALCOLO DELLE SPINTE SUI PARAMENTI VERTICALI

In generale occorre considerare, di volta in volta, le spinte più appropriate a seconda della deformabilità della parete.

Nel caso di muri per i quali si possano accettare significative deformazioni, è possibile assumere, sia in condizioni statiche sia in condizioni sismiche, un regime di spinte attive. Altrimenti è in genere necessario assumere condizioni di spinta a riposo.

In presenza di sisma, è consentito l'approccio pseudo-statico, secondo il quale il complesso muro + terreno mobilitato è pensato soggetto ad un'accelerazione sismica uniforme avente le seguenti componenti

Orizzontale = $k_h g$ Verticale = $k_v g = \pm 0.5 k_h g$

Come nel caso statico, anche in condizioni sismiche è necessario distinguere tra:

- muri indeformabili;
- muri deformabili;
- muri molto deformabili;

Nella prima classe di muri (**muri indeformabili**) possono essere inclusi i manufatti aventi pareti adeguatamente contrastate, quali, ad esempio, gli scatolari. In questo caso è opportuno adottare spinte sismiche secondo la teoria di Wood (1973), come meglio indicato nel §5.3.2, assumendo

(SLV) $k_h = a_{max}/g$

Nella categoria dei **muri deformabili** si possono includere le pareti sufficientemente deformabili grazie alla loro snellezza ma tuttavia sostanzialmente vincolate, in qualche modo, ad altre strutture, come ad esempio le pareti di manufatti a U. In questo caso potranno essere considerate spinte comprese tra valori a riposo e attive, in ragione della deformabilità. Queste ultime (sismiche attive) saranno valutate assumendo

(SLV) $k_h = \beta_m \cdot a_{max}/g$, con $\beta_m=1$

Nella categoria dei **muri molto deformabili** per i quali possono essere ipotizzati significativi spostamenti relativi tra muro e terreno, si possono includere, ad esempio, i muri di sostegno fondati su fondazioni dirette.

In questo caso si assumeranno certamente spinte attive, da valutarsi, introducendo nel caso sismico un coefficiente β_m in accordo con la Tabella 7.11.II di NTC2008.

(SLV) $k_h = \beta_m \cdot a_{max}/g$ (β_m da Tab 7.11.II)

in questo caso $\beta_m = 0.31$,

Seguono ora criteri generali di valutazione delle spinte, applicabili a geometrie ordinarie.

5.2. SPINTE ATTIVE IN CONDIZIONI STATICHE

Ad una generica profondità z , nel caso di terreno puramente granulare, lo sforzo orizzontale totale $\sigma_A(z)$ sulla parete è dato da:

$$\sigma_A(z) = K_A \cdot [\sigma_v(z) - u(z)] + u(z) \quad (5-1)$$

In cui

$\sigma_v(z)$ = sforzo verticale totale alla generica profondità, ossia il peso della colonna di terreno e di acqua soprastante la quota z .

$u(z)$ = pressione dell'acqua alla generica profondità

Il coefficiente di spinta attiva K_A può, in genere, essere assunto pari a

$$K_A = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \quad (5-2)$$

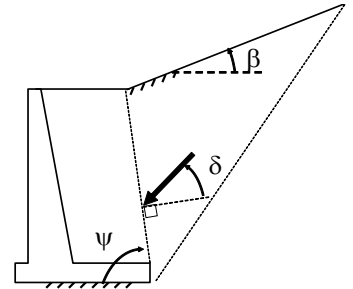
È possibile, tuttavia, mettere in conto l'angolo d'attrito δ tra terra e muro, assumendo quindi che la spinta sia inclinata, rispetto alla normale alla superficie di contatto tra muro e terreno, di un angolo δ .

In questo caso il coefficiente di spinta attiva può essere valutato con le note formule derivate dalla teoria di Coulomb e sviluppate da Muller-Breslau.

CONDIZIONI DI SPINTA ATTIVA – Teoria di Coulomb

$$K_A = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi)}{\text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \beta)}{\text{sen}(\psi - \delta) \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

(5-3)



Operando nell'ambito del metodo agli stati limite, nelle formule precedenti, va introdotto l'angolo d'attrito di calcolo, cioè $\tan(\phi_d) = \tan(\phi_k) / \gamma_\phi$ se si opera nell'ambito di una combinazione GEO (ad esempio A2+M2+R2).

5.3. SPINTE A RIPOSO

Ad una generica profondità z , nel caso di terreno puramente granulare, lo sforzo orizzontale totale $\sigma_0(z)$ sulla parete è dato da:

$$\sigma_0(z) = K_0 \cdot [\sigma_v(z) - u(z)] + u(z) \quad (5-4)$$

In cui, nel caso di piano campagna orizzontale, il coefficiente di spinta a riposo K_0 se non diversamente definito, può essere assunto pari a

$$K_0 = (1 - \sin(\phi)) \cdot \sqrt{\text{OCR}} \quad (5-5)$$

Con $\text{OCR} = \text{GSC} = \text{grado di sovraconsolidazione}$.

5.3.1. Spinte Attive In Condizioni Sismiche

Nell'ambito dell'approccio pseudo-statico, il complesso muro + terreno mobilitato è pensato soggetto ad un'accelerazione sismica uniforme avente le seguenti componenti

Orizzontale = $k_h \cdot g$ Verticale = $k_v \cdot g$

La spinta totale attiva su un paramento di altezza pari ad H è data da:

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma^* (1 \pm k_v) K_{A,E} H^2 + E_{ws} + E_{wd} \quad (5-6)$$

Il primo termine è la spinta attiva dovuta allo scheletro solido, il secondo termine E_{ws} è la risultante delle pressioni idrostatiche ed il terzo E_{wd} è la risultante delle sovrappressioni interstiziali.

I coefficienti di spinta attiva sono dati dalle seguenti espressioni (Mononobe & Okabe, nel seguito M-O):

CONDIZIONI DI SPINTA ATTIVA – Teoria di M-O

$$\beta \leq \phi - \theta: K_{A,E} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta) \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\beta > \phi - \theta: K_{A,E} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$

(5-7)

Operando nell'ambito del metodo agli stati limite, nelle formule precedenti, va introdotto l'angolo d'attrito di calcolo, cioè $\tan(\phi_d) = \tan(\phi_k) / \gamma_\phi$ se si opera nell'ambito di una combinazione GEO (ad esempio A2+M2+R2).

A seconda della definizione del peso specifico γ^* del cuneo e dell'angolo θ definito come l'angolo, rispetto alla verticale, fra le azioni esterne orizzontali e quelle verticali agenti sul cuneo di spinta di volume V, l'espressione generale può essere utilizzata per tre diverse condizioni nelle quali può trovarsi il rilevato.

5.3.1.1 Rilevato asciutto

Non c'è alcuna azione dovuta all'acqua: corrisponde alla configurazione originale ipotizzata da M-O. Come peso specifico γ^* si deve assumere il peso secco γ_d ; la forza orizzontale F_h è pari alla massa del terreno moltiplicata per l'accelerazione orizzontale mentre la forza verticale F_v è il peso del cuneo incrementato o decrementato dall'accelerazione sismica verticale; quindi:

$$\gamma^* = \gamma_d$$

$$\tan \theta = \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

$$E_{ws} = E_{wd} = 0$$

5.3.1.2 Rilevato saturo a grana fine (dinamicamente impervio: $k < 5 \cdot 10^{-4}$ m/s)

In sostanza si assume che l'acqua, imprigionata negli interstizi, si muova insieme con il terreno: l'accelerazione sismica agirà quindi sulla massa complessiva (terreno+acqua) del cuneo, pari a $V \cdot \gamma_{sat}$. Si ammette che le pressioni interstiziali non subiscano variazioni ai fini del calcolo delle azioni sulla parete. In questo caso l'equilibrio limite del cuneo è fatto al netto della risultante delle azioni idrostatiche e quindi, nelle formule generali, si assumerà:

$$\gamma^* = \gamma'$$

$$\tan \theta = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma'} \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

Alla spinta efficace dovrà essere aggiunta la spinta idrostatica dell'acqua, mentre, per ipotesi, la componente idrodinamica non può svilupparsi. Quindi:

$$E_{ws} = \frac{1}{2} \gamma_w H^2$$

$$E_{wd} = 0$$

5.3.1.3 Rilevato saturo a grana grossa (dinamicamente permeabile: $k \geq 5 \cdot 10^{-4}$ m/s)

Si ammette che l'acqua negli interstizi possa muoversi liberamente, indipendentemente dalle deformazioni subite dal terreno: l'accelerazione sismica agirà quindi sulla massa della sola parte solida del cuneo, pari a $V \cdot \gamma_d$. L'equilibrio limite del cuneo è fatto al netto della risultante delle pressioni interstiziali e quindi, nelle formule generali, si assumerà:

$$\gamma^* = \gamma'$$

$$\tan \theta = \frac{\gamma_d}{\gamma} \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

In questo caso dovranno essere aggiunte sia la spinta idrostatica sia la sovraspinta idrodinamica della stessa acqua di falda.

$$E_{ws} = \frac{1}{2} \gamma_w H^2$$

$$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H'^2 \quad \text{con } H' = \text{altezza della freatica dal piede del muro.}$$

5.3.1.4 Rilevato parzialmente immerso

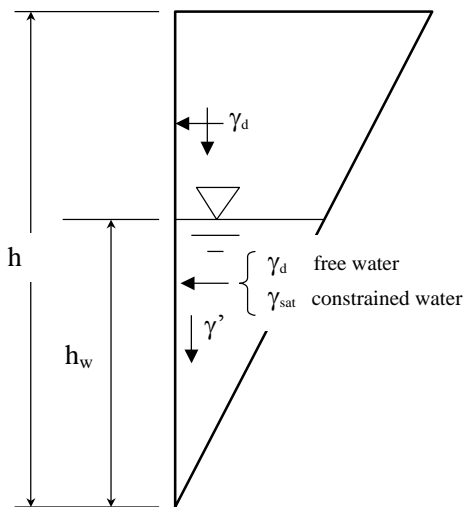


FIGURA5-1: TERRAPIENO PARZIALMENTE IMMERSO.

Ebeling e Morrison (1992) indicano il modo per utilizzare, anche in questo caso, le equazioni di M-O: sostanzialmente questo caso può essere assimilato a quello di un terrapieno completamente immerso omogeneo, avente un peso specifico equivalente. Per calcolare la risultante delle spinte, si potrà operare come segue. Si definiscono i pesi specifici medi da associare rispettivamente alla componente efficace verticale ed alla componente laterale

$$\gamma_v^* = \left(\frac{h_w}{h} \right)^2 \cdot \gamma' + \left[1 - \left(\frac{h_w}{h} \right)^2 \right] \cdot \gamma_d$$

$$\gamma_H^* = \begin{cases} \gamma_d & \text{se terreno din. permeabile} \\ \left(\frac{h_w}{h} \right)^2 \cdot \gamma_{sat} + \left[1 - \left(\frac{h_w}{h} \right)^2 \right] \cdot \gamma_d & \text{se terreno din. impervio} \end{cases}$$

Definendo

$$\tan \theta = \frac{\gamma_H^*}{\gamma_v^*} \frac{k_h}{1 - k_v}$$

si applicherà poi la (5-6) calcolando i coefficienti di spinta tramite le (5-7) e ponendo $\gamma^* = \gamma_v^*$.

5.3.1.5 Punto di applicazione delle spinte attive sismiche

Considerato che la spinta attiva complessiva è in generale composta da tre termini, occorre calcolare il punto di applicazione di ognuno di essi

1. **Componente associata allo scheletro solido:** è possibile operare come segue

- a) si calcola la spinta attiva in condizioni statiche ($S_{A,S}$)
- b) si calcola la quota parte efficace di spinta sismica E_d dovuta alla terra:

$$S_{A,E} = \frac{1}{2} \gamma^* (1 \pm k_v) K_{A,E} H^2$$

Nel caso di terreno eterogeneo, la spinta attiva è calcolata considerando la variabilità di $K_{A,sismico}$. Nel caso di terreno omogeneo ma parzialmente in falda, si suggerisce di adottare l'approccio sopra indicato, piuttosto che introdurre diversi valori dei coefficienti di spinta.

- c) si calcola l'incremento di spinta dovuto alla terra in caso di sisma (componente efficace):

$$\Delta S_A = S_{A,E} - S_{A,S}$$

- d) Nel caso di muri che possano ruotare alla base, si può considerare che tale incremento abbia una risultante nello stesso punto della risultante delle spinte statiche
- e) Negli altri casi si può assumere che tale azione si distribuisca uniformemente sulla parete, il che equivale ad applicare un carico uniformemente distribuito pari a:

$$q = \Delta S_A / H$$

2. **Componente idrostatica:** è applicata come nel caso statico
3. **Componente idrodinamica (E_{wd}):** se esiste, è applicata considerando la seguente distribuzione di pressioni:

$$q_{wd}(z) = \pm \frac{7}{8} k_h \gamma_w \sqrt{H} \cdot z \quad \text{con } z \text{ quota del generico punto rispetto la base della parete.}$$

5.3.2. Sovraspinte sismiche su muri non in grado di spostarsi

In questo caso l'utilizzo delle equazioni di M-O non è raccomandato. Le spinte delle terre, sono calcolate in regime di spinta a riposo che comporta il calcolo delle spinte sismiche in tali condizioni; l'incremento dinamico di spinta del terreno può essere quindi calcolato attraverso la nota formulazione di Wood (1973) come:

$$\Delta P_d = S \cdot a_g / g \cdot \gamma \cdot h_{tot}^2 = a_{max} / g \cdot \gamma \cdot h_{tot}^2$$

Con h_{tot} = altezza del muro.

Questa spinta è applicata come una distribuzione uniforme lungo l'altezza h_{tot} .

Nel caso di scatolare, si assumerà $\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$ = peso di volume del materiale compattato del rilevato.

Il punto di applicazione della spinta che interessa lo scatolare è posto $h_{\text{scat}}/2$, con "h_{tot}" altezza dalla fondazione dello scatolare al piano stradale e h_{scat} l'altezza dello scatolare.

Essendo "ΔP_d" la risultante globale, ed il diagramma di spinta di tipo rettangolare, è immediato ricavare la quota parte della spinta che agisce sul piedritto dello scatolare.

L'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali, date dal prodotto delle forze di gravità per i coefficienti sismici in precedenza definiti, di cui la componente verticale è considerata agente verso l'alto o verso il basso, in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli.

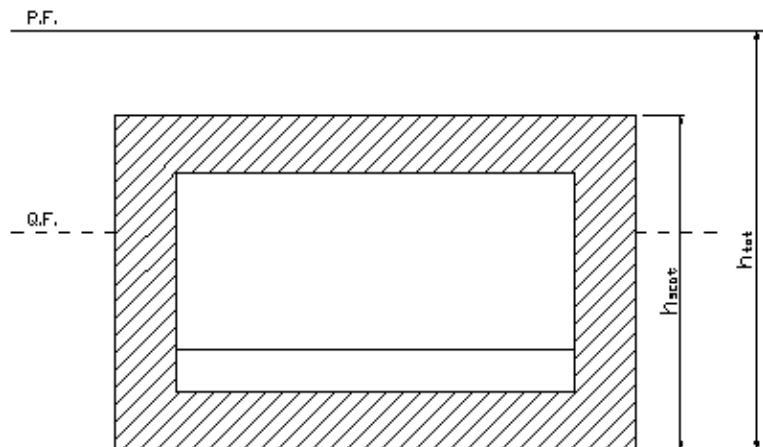


FIGURA 5.3.2-2 ALTEZZE DI RIFERIMENTO PER IL CALCOLO DELL'AZIONE SISMICA

5.4. CRITERI E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

L'effetto dell'azione sismica di progetto sull'opera nel suo complesso, includendo il volume significativo di terreno, la struttura di fondazione, gli elementi strutturali e non strutturali, nonché gli impianti, deve rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti al § 3.2.1, i cui requisiti di sicurezza sono indicati nel § 7.1 della norma.

Il rispetto degli stati limite si considera conseguito quando:

nei confronti degli stati limite di esercizio siano rispettate le verifiche relative al solo Stato Limite di Danno;

nei confronti degli stati limite ultimi siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive riportate nel § 7 e siano soddisfatte le verifiche relative al solo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

Per Stato Limite di Danno (SLD) s'intende che l'opera, nel suo complesso, a seguito del terremoto, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non provocare rischi agli utenti e non compromette significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali e orizzontali. Lo stato limite di esercizio comporta la verifica delle tensioni di lavoro, in conformità al § 4.1.2.2.5 (NT).

Per Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) si intende che l'opera a seguito del terremoto subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e significativi danni di componenti strutturali, cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali (creazione di cerniere plastiche secondo il criterio della gerarchia delle resistenze), mantenendo ancora un margine di sicurezza (resistenza e rigidità) nei confronti delle azioni verticali.

Gli stati limite, sia di esercizio sia ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni che l'opera a realizzarsi deve assolvere durante un evento sismico; per la funzione che l'opera deve espletare nella sua vita utile, è significativo calcolare lo Stato Limite di Danno (SLD) per l'esercizio e lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per lo stato limite ultimo.

In merito alle opere scatolari di cui trattasi, nel rispetto del punto § 7.9.2., assimilando l'opera scatolare alla categoria delle spalle da ponte, rientrando tra le opere che si muovono con il terreno (§ 7.9.2.1), si può ritenere che la struttura debba mantenere sotto l'azione sismica un comportamento elastico; queste categorie di opere che si muovono con il terreno non subiscono le amplificazioni dell'accelerazione del suolo.

Le azioni sismiche sono valutate in relazione al periodo di riferimento della struttura, che si ricava moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato nella tabella seguente:

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

TABELLA - VALORI DEL COEFFICIENTE D'USO C_U

Il valore di probabilità di superamento del periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente, è:

$$P_{VR}(\text{SLV}) = 10\%$$

Il **periodo di ritorno** dell'azione sismica T_R espresso in anni vale:

$$T_R(\text{SLV}) = - \frac{V_r}{\ln(1 - P_{VR})}$$

ASSE AUTOSTRADALE						
OPERA	Vita Nominale [anni]	Classe d'uso	Coefficiente d'uso	Periodo di Riferimento [anni]	Periodo di ritorno [anni]	di SLV
Rilevati	100	IV	2	200		1898
Viadotti	100	IV	2	200		1898
Sovrappassi di svincolo	100	IV	2	200		1898
Ponti	100	IV	2	200		1898
Gallerie e trincee confinate	100	IV	2	200		1898
Sovrappassi	100	IV	2	200		1898
Sottovia						
Manufatto scatolare per sottovia la cui proiezione cade sull'asse autostradale	100	IV	2	200		1898
Muri ad U per sottovia statali	50	IV	2	100		949
Muri ad U per sottovia ex statali e provinciali	50	III	1.5	75		712
Muri ad U per sottovia comunali e poderali	50	II	1	50		475
Edifici di stazione e caserma di polizia	50	IV	2	100		949
Caselli autostradali	50	IV	2	100		949
Opere minori: attraversamenti idraulici	100	IV	2	200		1898
Opere minori: muri di sostegno per rilevato autostradale (sottoscarpa)	100	IV	2	200		1898
Opere minori: muri di sostegno per trincea autostradale (controripa)	100	IV	2	200		1898
Opere provvisionali (1)	10	II	1	10		95

VIABILITA' DI ADDUZIONE E DI COLLEGAMENTO (tipologia C1 e C2)					
OPERA	<i>Vita Nominale</i> [anni]	<i>Classe d'uso</i>	<i>Coefficiente d'uso</i>	<i>Periodo di Riferimento</i> [anni]	<i>Periodo di ritorno</i> SLV [anni]
Opere provvisoriali (1)	10	II	1	10	
Riqualficazione della S.P. 72 "Parma-Mezzani (1PR) - Tipologia F2					
Rilevati	50	III	1.5	75	712
Opere minori: attraversamenti idraulici	50	III	1.5	75	712
Variante alla S.P. n 41 in corrispondenza del tracciato Cispadano – tratto tra S.P. n 60 e Brescello (1RE) – tipologia C1					
Rilevati	50	III	1.5	75	712
Ponti	50	III	1.5	75	712
Viadotti	50	III	1.5	75	712
Sottovia	50	III	1.5	75	712
Opere minori: attraversamenti idraulici	50	III	1.5	75	712
Cispadana tra la S.P. n 2 "Reggiolo-Gonzaga" e la ex S.S. n 62 "della Cisa" (2RE) – tipologia C1					
Rilevati	50	III	1.5	75	712
Ponti	50	III	1.5	75	712
Opere minori: attraversamenti idraulici	50	III	1.5	75	712
Raccordo Bondeno-Cento-Autostrada Cispadana (1FE)					
Rilevati tipologia C2	50	III	1.5	75	712
Rilevati tipologia F2	50	III	1.5	75	712
Ponti	50	III	1.5	75	712
Opere minori: attraversamenti idraulici	50	III	1.5	75	712

(1) Le verifiche sismiche di opere provvisorie o strutture in fase costruttiva possono omettersi quando le relative durate previste in progetto siano inferiori a 2 anni. (Rif. NTC 2008 par. 2.4.1)

TABELLA - PERIODO DI RITORNO PER L'AZIONE SISMICA

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto, tramite le tabelle riportate nell'Allegato B della norma o tramite la mappatura messa a disposizione in rete dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), è possibile definire i valori di a_g , F_0 , T_c^* .

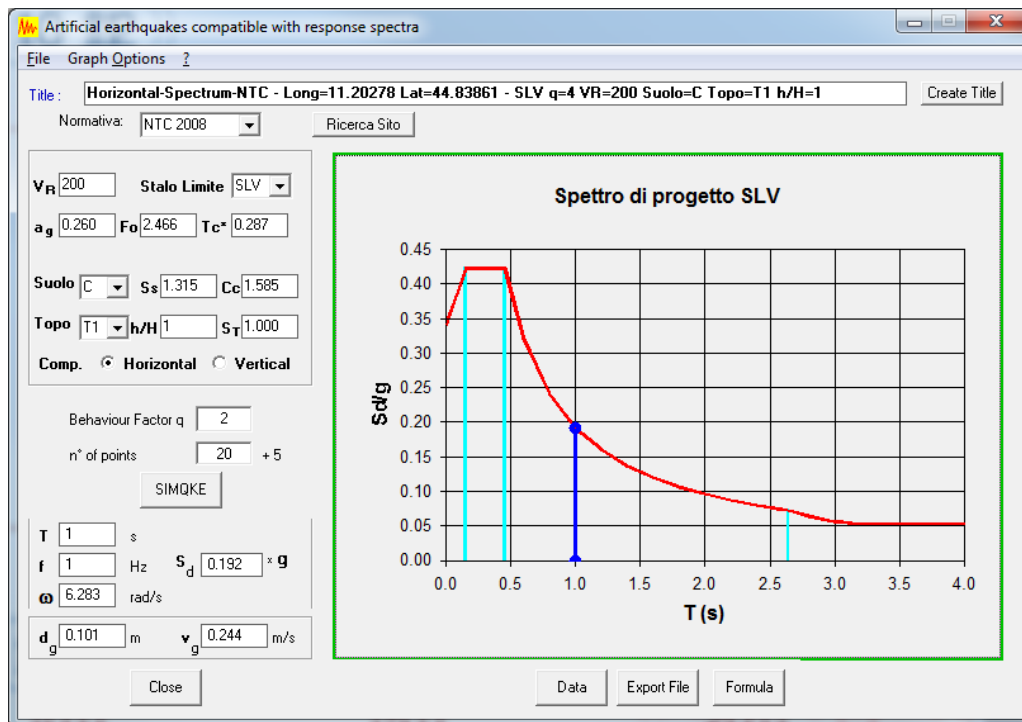
a_g → accelerazione massima al sito;

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;

S → coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_t).

L'opera in oggetto ricade nelle vicinanze del comune di Finale Emilia di cui si riportano le caratteristiche sismiche in funzione del periodo di ritorno del sisma definito nella tabella precedente :



Il calcolo viene eseguito con il metodo pseudostatico (§ 7.11.6 NT). 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.

5.5. COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico, utilizzate per condurre le verifiche agli stati limite ultimi e agli stati limite di esercizio, sono state originate in ottemperanza con quanto prescritto dalla vigente normativa.

5.6. COMBINAZIONI PER LA VERIFICA ALLO SLU

Gli stati limite ultimi delle opere interrato si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso, determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono l'opera.

Le verifiche agli stati limite ultimi sono eseguiti in riferimento ai seguenti stati limite:

-SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU)

collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;

-SLU di tipo strutturale (STR)

raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Trattandosi di opere interrato, le verifiche saranno condotte secondo l'approccio progettuale "Approccio 1", utilizzando i coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 5.1.V per i parametri geotecnici e le azioni.

combinazione 1 → (A1+M1+R1) ⇒ STR (verifiche degli elementi strutturali)

combinazione 2 → (A2+M2+R2) ⇒ GEO (carico limite)

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFF. PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	M ₁	M ₂
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1	1,25
Resistenza non drenata	c'_{uk}	γ_{cu}	1	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_{γ}	1	1

TABELLA - COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI DEL TERRENO (TABELLA 6.2.II NTC 2008)

VERIFICA	COEFF. PARZIALE (R1)	COEFF. PARZIALE (R2)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_{R=1}$	$\gamma_{R=1}$
Scorrimento	$\gamma_{R=1}$	$\gamma_{R=1}$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_{R=1}$	$\gamma_{R=1}$

TABELLA - COEFFICIENTI PARZIALI γ_R PER LA RESISTENZA DEL SISTEMA

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

$$\text{STR}) \Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{0i} \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

$$\text{GEO}) \Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{0i} \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \tan^{-1}(\tan \Phi_k' / \gamma_\phi))$$

I valori dei coefficienti parziali delle azioni sono dedotti dalla tabella 5.1.V del D.M. 14 Gennaio 2008

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00
⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO. ⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti. ⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna ⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali					

TABELLA – COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA PER LE COMBINAZIONI DI CARICO AGLI SLUY

5.6.1. Combinazioni per la verifica allo SLE

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (fessurazione/ stato tensionale) si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{Frequente)} \quad \Rightarrow \quad G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \quad \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

$$\text{Quasi permanente)} \quad \Rightarrow \quad G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \quad \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

$$\text{Rara)} \quad \Rightarrow \quad G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \quad \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

I valori dei coefficienti di combinazione sono dedotti dalla tabella 5.1.Vi del D.M. 14 Gennaio 2008.

<i>Azioni</i>	<i>Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)</i>	<i>Coefficiente Ψ_0 di combinazione</i>	<i>Coefficiente Ψ_1 (valori frequenti)</i>	<i>Coefficiente Ψ_2 (valori quasi permanenti)</i>
<i>Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)</i>	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
<i>Vento q_5</i>	4 (folla)	----	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
<i>Neve q_5</i>	Vento a ponte carico	0,6		
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
<i>Temperatura</i>	esecuzione	0,8	0,6	0,5
	T_k	0,6	0,6	0,5

TABELLA – COEFFICIENTI ψ PR LE AZIONI VARIABILI PER PONTI STRADALI E PEDONALI

5.6.2. Combinazioni per la condizione sismica

Per la condizione sismica, le combinazioni per gli stati limite ultimi da prendere in considerazione sono le seguenti (approccio 1):

$$\text{STR}) \Rightarrow E+G_1+G_2+\sum_i \Psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

$$\text{GEO}) \Rightarrow E+G_1+G_2+\sum_i \Psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\text{spinte } \Phi_d' = \tan^{-1}(\tan \Phi_k' / \gamma_\phi))$$

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

$$G_1+G_2+\sum_i \Psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

6. PARAMETRI GEOTECNICI

Ai fini del calcolo della spinta esercitata dalle terre sui piedritti e del carico da ricoprimento sulla soletta superiore del **manufatto scatolare** si utilizzano i parametri seguenti, in accordo con quanto riportato nella Relazione Geotecnica di cui al rif. [1]:

- angolo di attrito interno del terreno $\Phi_t = 38.0^\circ$
- coefficiente di spinta a riposo $k_0 = 0.384$ (stato limite STR)
- coefficiente di spinta attiva $k_a = 0.238$ (stato limite STR)
- coefficiente di spinta a riposo, combinazione M2 $k_{0,M2} = 0.470$ (stato limite GEO)
- coefficiente di spinta attiva, combinazione M2 $k_{a,M2} = 0.307$ (stato limite GEO)
- peso specifico del terreno asciutto $\gamma_{dry} = 20.00$ [kN/m³]
- peso specifico del terreno saturo d'acqua $\gamma_{sat} = 21.00$ [kN/m³]
- coefficiente di sottofondazione $k_s = 5000$ [kN/m³]

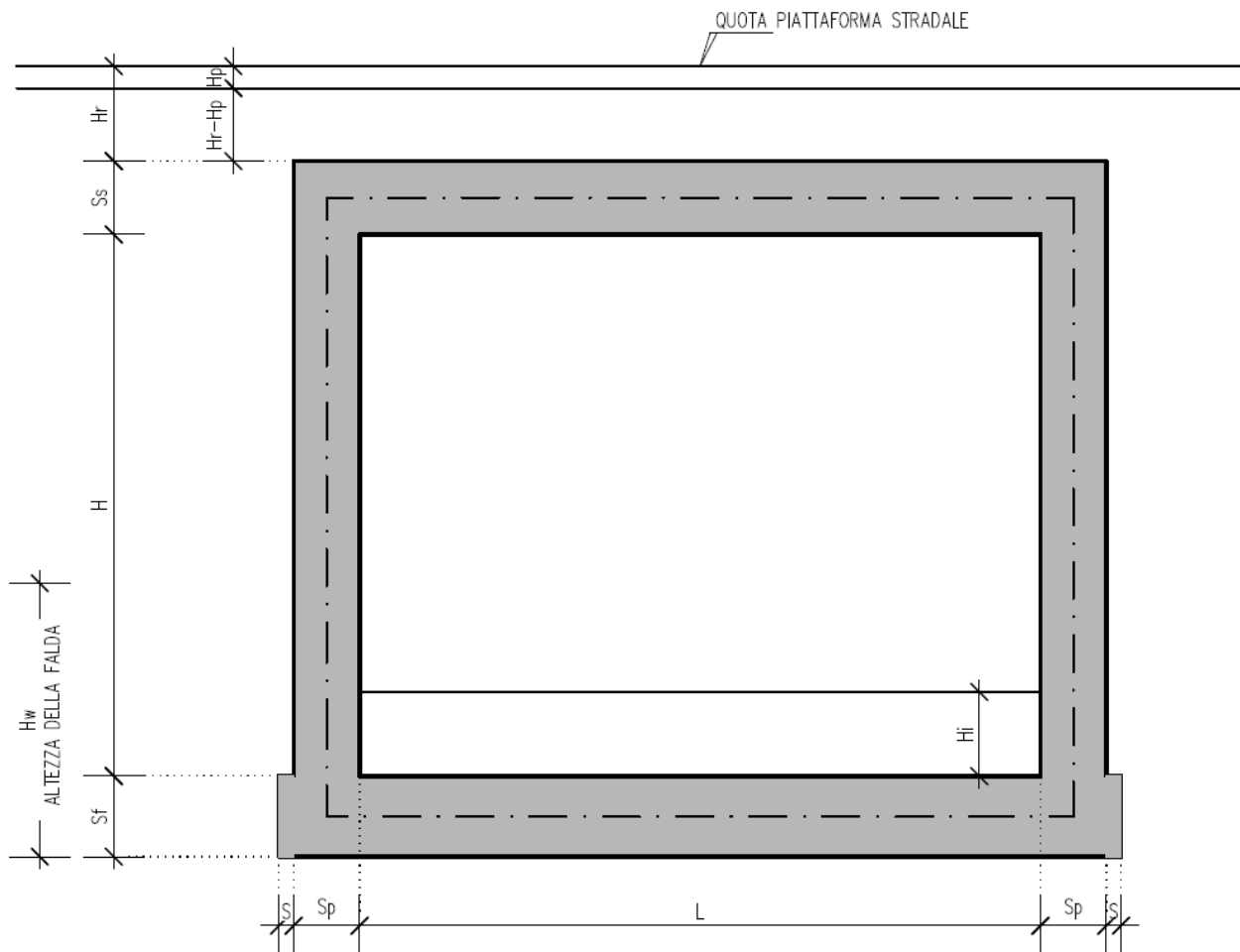
Si assume inoltre, ai fini del calcolo dei carichi permanenti, un peso specifico per la piattaforma stradale pari a $\gamma_{pav} = 22.00$ kN/m³.

Per il calcolo della spinta esercitata dalle terre sui piedritti dei muri di imbocco ad U si considerano invece i seguenti parametri, in accordo con quanto riportato nella Relazione Geotecnica di cui al rif. [1] (terreno in sito):

- angolo di attrito interno del terreno $\Phi = 28.0^\circ$
- coefficiente di spinta a riposo $k_0 = 0.531$ (stato limite STR)
- coefficiente di spinta attiva $k_a = 0.361$ (stato limite STR)
- coefficiente di spinta a riposo, combinazione M2 $k_{0,M2} = 0.608$ (stato limite GEO)
- coefficiente di spinta attiva, combinazione M2 $k_{a,M2} = 0.437$ (stato limite GEO)
- peso specifico del terreno asciutto $\gamma_{dry} = 20.00$ [kN/m³]
- peso specifico del terreno saturo d'acqua $\gamma_{sat} = 21.00$ [kN/m³]
- coefficiente di sottofondazione $k_s = 5000$ [kN/m³]

7. SOTTOPASSO SCATOLARE

Si riportano di seguito le dimensioni geometriche della struttura:



Dimensioni geometriche (sezione in retto):

L	=	10.30	m
H	=	5.90	m
H_r	=	0.90	m
H_p	=	0.00	m
S_p	=	1.00	m
S_s	=	1.00	m



S	=	0.20	m
S _f	=	1.10	m
H _i	=	0.50	m
Falda?		no	
H _f	=	0.60	m

rispetto ad intradosso soletta inferiore

7.1. PROGRAMMI DI CALCOLO UTILIZZATI

7.1.1. Pro Sap

Il calcolo della struttura viene condotto con il programma PRO_SAP (prodotto dalla 2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria S.r.l. P.ta Schiatti 8/b 44100 Ferrara)

Gli elementi utilizzati per la modellazione dello schema statico della struttura sono i seguenti:

- Elemento tipo BEAM (trave)
- Elemento tipo BOUNDARY (molla)
- Elemento tipo STIFFNESS (matrice di rigidità)

Il codice di calcolo adottato è ALGOR SUPERSAP prodotto dalla ALGOR INTERACTIVE SYSTEMS, Inc. Pittsburgh, PA, USA.

Il programma SUPERSAP applica il metodo degli elementi finiti a strutture di forma qualunque, diversamente caricate e vincolate, nell'ambito del comportamento lineare delle stesse.

Si sottolinea che il solutore ALGOR SUPERSAP è stato sottoposto, con esito positivo e relativa certificazione, ai test NAFEMS (test di confronto della National Agency for Finite Element Methods and Standards in Inghilterra).

Inoltre, il solutore ALGOR SUPERSAP è soggetto ad attività di controllo ai sensi della QA (quality assurance), condizione essenziale per l'utilizzo dei codici di calcolo nell'ambito della progettazione nucleare ed off-shore.

7.1.2. Modellazione adottata

La struttura viene schematizzata attraverso un modello analitico agli elementi finiti. Si è assunto lo schema statico di telaio chiuso. La mesh è composta da 16 beam elements e da 16 nodi (figure 2a e 2b); l'output di calcolo viene raccolto nell'allegato.

L'analisi strutturale è condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tenso-deformativo indotto da carichi statici.

Il suolo viene modellato facendo ricorso all'usuale artificio delle molle elastiche alla Winkler.

Nel caso in esame il valore della costante di sottofondo si assume pari a:

$$K_s = 5000 \text{ kN/m}^3$$

Agli effetti delle caratteristiche geometriche delle varie aste si è quindi assunto:

- una sezione rettangolare $b \times h = 100 \times S_s$ cm per la soletta superiore
- una sezione rettangolare $b \times h = 100 \times S_f$ cm per la soletta di fondazione
- una sezione rettangolare $b \times h = 100 \times S_p$ cm per i piedritti

Per le aste del reticolo si è assunto:

$E_c = 31447 / 32588 \text{ N/mm}^2$; modulo elastico del calcestruzzo rispettivamente per classe di resistenza C25/30 e C28/35.

Lo schema statico della struttura e la relativa numerazione dei nodi e delle aste sono riportati nelle figure seguenti:

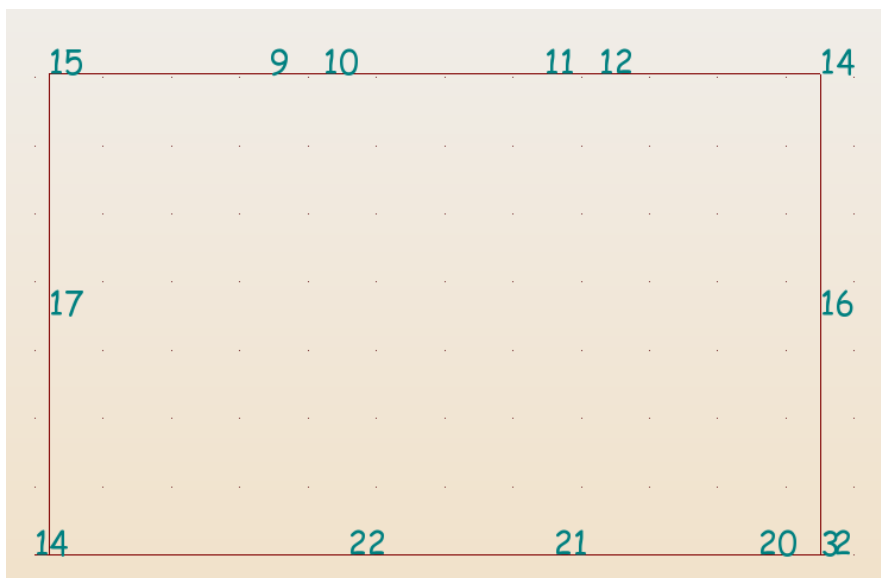


FIGURA 7.1.2-1 - NUMERAZIONE DEI NODI

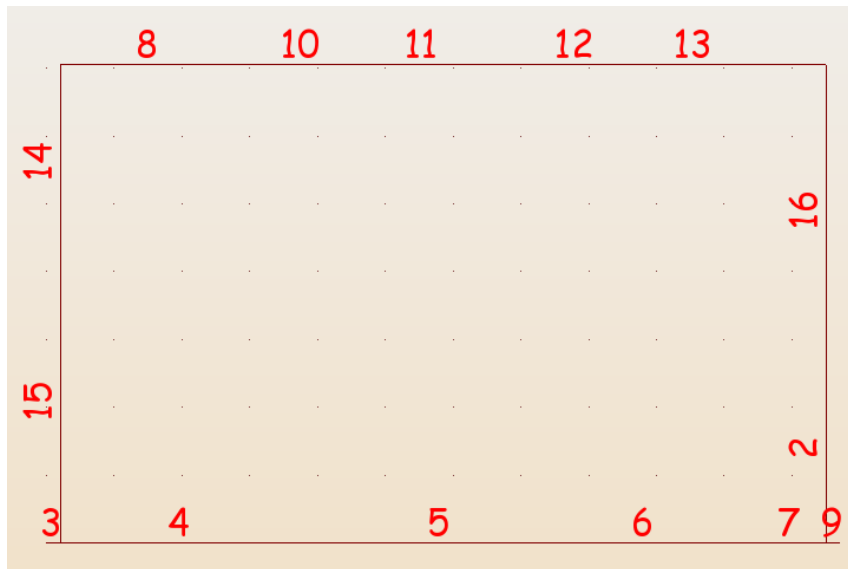


FIGURA 7.1.2.2 - NUMERAZIONE DELLE ASTE

7.1.3. Analisi dei carichi

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari da assumere per le verifiche di resistenza in esercizio ed in presenza dell'evento sismico.

Vengono prese in considerazione le seguenti Condizioni Elementari di carico, di seguito determinate.

Si considerano nel calcolo delle sollecitazioni agenti nel tombino i seguenti carichi. I dettagli relativi a ciascuna condizione di carico sono riportati nel paragrafo di analisi dei carichi.

CDC	Tipo	Sigla	Id
1	Ggk	CDC=Ggk	(peso proprio della struttura)
2	Gk	CDC=Gk	(permanententi portati)
3	Gk	CDC=Gk	(spinta a riposo piedritto sx)
4	Gk	CDC=Gk	(spinta a riposo piedritto dx)
5	Gk	CDC=Gk	(spinta attiva piedritto sx)
6	Gk	CDC=Gk	(spinta attiva piedritto dx)
7	Qk	CDC=Qk	(spinta idraulica interna)
8	Qk	CDC=Qk	(Q1k centrato)
9	Qk	CDC=Qk	(Q1k filo piedritto dx)
10	Qk	CDC=Qk	(Q1k filo piedritto sx)
11	Qk	CDC=Qk	(Accidentale 20kN/m ²)
12	Qk	CDC=Qk	(Accidentale su piedritto sx)
13	Qk	CDC=Qk	(Accidentale su piedritto dx)
14	Qk	CDC=Qk	(Accidentale 9kPa su piedritto sx)
15	Qk	CDC=Qk	(Accidentale 9kPa su piedritto dx)
16	Qk	CDC=Qk	(Accidentale 20kPa su piedritto sx)
17	Qk	CDC=Qk	(Accidentale 20kPa su piedritto dx)
18	Qk	CDC=Qk	(frenatura)
19	Qk	CDC=Qk	(Sisma orizzontale)

CDC	Tipo	Sigla Id
20	Qk	CDC=Qk (Sisma verticale)
21	Qk	CDC=Qk (Spinta idrodinamica)
22	Qk	CDC=Qk (Variazione termica uniforme)
23	Qk	CDC=Qk (Variazione termica lineare su soletta e piedritti)
24	Qk	CDC=Qk (Ritiro differenziale soletta)

Tali Combinazioni Elementari saranno opportunamente combinate secondo quanto previsto dalla normativa vigente.

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

- calcestruzzo armato:	25 kN/m ³
- rilevato	20 kN/m ³
- pavimentazione (spessore 0.50m)	22 kN/m ³

7.1.4. Peso proprio e carichi permanenti portati

Soletta superiore

peso proprio	1.10	*	25.00	=	27.50	kN/m ²
peso pavimentazione	0.50	*	22.00	=	11.00	kN/m ²
peso sovrastruttura stradale	1.32	*	20.00	=	26.40	kN/m ²
totale					64.90	kN/m²

Soletta inferiore

peso proprio	1.20	*	25.00	=	30.00	kN/m ²
peso sovrastruttura stradale	0.50	*	20.00	=	10.00	kN/m ²
totale					40.00	kN/m²

Piedritti

peso proprio	1.00	*	25.00	=	25.00	kN/m ²
--------------	------	---	-------	---	-------	-------------------

Tali carichi vengono considerati nelle condizioni di carico elementari.

7.1.5. Spinta delle terre

Il reinterro a ridosso dello scatolare verrà realizzato tramite materiale di buone caratteristiche meccaniche, in accordo a quanto riportato al paragrafo 5 del presente documento.

La spinta del terreno assume un andamento lineare con la profondità secondo la legge:

$$p_h = \lambda \gamma_t Z$$

dove si considera come coefficiente di spinta λ il coefficiente di spinta attiva o a riposo a seconda dell'elemento strutturale di cui si vogliono massimizzare le sollecitazioni

1) In assenza di falda esterna allo scatolare

Le pressioni del terreno relative alla spinta a riposo, in corrispondenza dei nodi caratteristici dei piedritti, risultano essere le seguenti:

$$p_2 = (22.00 * 0.50 + 20.00 * (1.32+0.55)) * 0.384 = 18.59 \quad \text{kN/m}^2$$

$$p_{12} = p_2 + (20.00 * 0.55) * 0.384 = 22.81 \quad \text{kN/m}^2$$

$$p_{11} = P_{12} + (20.00 * 5.90) * 0.384 = 68.12 \quad \text{kN/m}^2$$

$$p_1 = p_{11} + (20.00 * 0.60) * 0.384 = 72.73 \quad \text{kN/m}^2$$

Tali spinte vengono considerate nella Condizione Elementare sul piedritto sx e nella Condizione Elementare sul piedritto dx.

Le pressioni del terreno relative alla spinta attiva, in corrispondenza dei nodi caratteristici dei piedritti, risultano essere le seguenti:

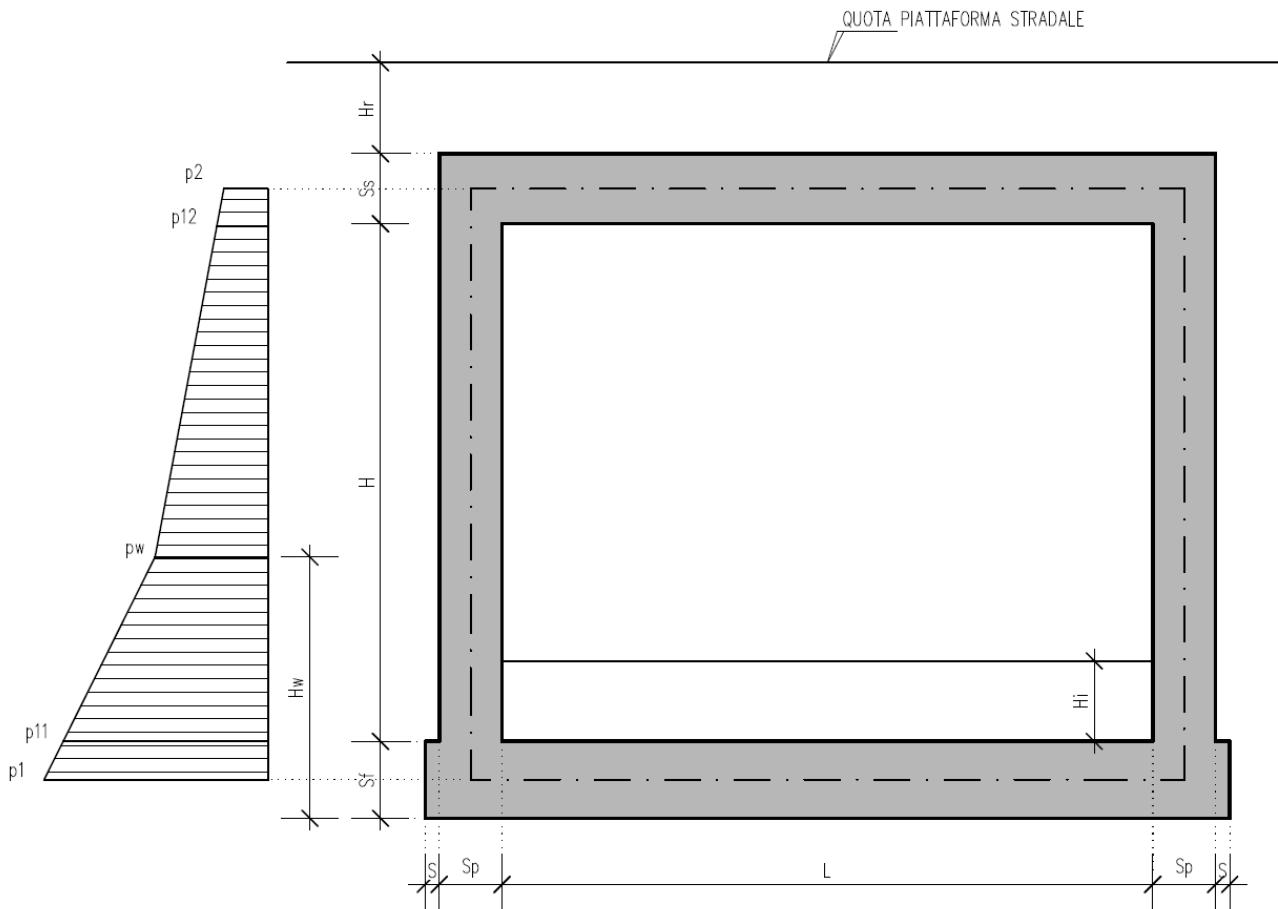
$$p_2 = (22.00 * 0.50 + 20.00 * 1.87) * 0.238 = 11.52 \quad \text{kN/m}^2$$

$$p_{12} = p_2 + (20.00 * 0.55) * 0.238 = 14.14 \quad \text{kN/m}^2$$

$$p_{11} = P_{12} + (20.00 * 5.90) * 0.238 = 42.22 \quad \text{kN/m}^2$$

$$p_1 = p_{11} + (20.00 * 0.60) * 0.238 = 45.02 \quad \text{kN/m}^2$$

Tali spinte vengono considerate nella Condizione Elementare sul piedritto sx e nella Condizione Elementare sul piedritto dx.



Nelle combinazioni di carico verranno considerate:

- 1) Spinta a riposo su entrambi i piedritti;
- 2) Spinta attiva su ambo i piedritti;
- 3) Spinta a riposo su piedritto sx e spinta attiva su piedritto dx;

La condizione di spinta 3) serve a mettere in conto possibili situazioni (anche temporanee) di disomogeneità nei costipamenti o altre condizioni che possano generare situazioni di spinte asimmetriche sull'opera. La condizione di spinta attiva, sebbene poco realistica considerando le caratteristiche dell'opera, viene comunque considerata a favore di sicurezza per massimizzare i valori delle sollecitazioni flessionali in corrispondenza delle mezzerie delle solette.

Naturalmente queste spinte saranno opportunamente combinate, utilizzando i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

7.1.6. Spinta della falda interna allo scatolare

Assente

7.1.7. Carichi veicolari sulla soletta superiore

I casi di carico sono relativi agli effetti indotti sulla soletta superiore dai carichi veicolari agenti in corrispondenza della sovrastruttura stradale. I carichi di riferimento sono descritti nel paragrafo 5.1.3.3 del D.M. 14/01/2008.

In particolare lo schema di carico 1 è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem e da carichi uniformemente distribuiti ; i carichi concentrati sono pari a:

$Q_{1k} = 300 \text{ kN}$ ad asse ($300 + 300 = 600 \text{ kN}$) su corsia n.1 di larghezza convenzionale pari a 3 m ;

$Q_{2k} = 200 \text{ kN}$ ad asse ($200 + 200 = 400 \text{ kN}$) su corsia n.2 di larghezza convenzionale pari a 3 m ;

$Q_{3k} = 100 \text{ kN}$ ad asse ($100 + 100 = 200 \text{ kN}$) su corsia n.3 di larghezza convenzionale pari a 3 m ;

Si ipotizza che tali carichi siano applicati su un'impronta rettangolare pari a 2.4 x 1.60 m (1.6 m sviluppo parallelo alla corsia di traffico, 2.4 m sviluppo perpendicolare), ovvero pari all'ingombro complessivo esterno del tandem. Per quanto riguarda i carichi uniformemente distribuiti (associati ai carichi tandem) si considera prudenzialmente il carico $q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$ applicato a tutte le colonne di carico (la norma prevede l'applicazione dalla seconda alla n-esima corsia di un carico ridotto da 2.5 kN/m^2).

I carichi tandem vengono posizionati ortogonalmente all'asse del sottovia e vengono ripartiti sia in direzione longitudinale che trasversale dal piano stradale al piano medio della soletta superiore. Si assume che la diffusione avvenga con un angolo di 30° attraverso il rilevato stradale (in accordo al punto C5.1.3.3.7.1 della circolare ministeriale del 02/02/2009) e con un angolo di 45° nella soletta superiore del tombino. L'effetto dei carichi tandem sulla soletta superiore viene pertanto messo in conto attraverso la determinazione di un carico equivalente distribuito q_{eq} a cui si somma il carico uniforme $q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$.

Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse stradale)

La larghezza di diffusione del carico tandem in direzione longitudinale è pari a:

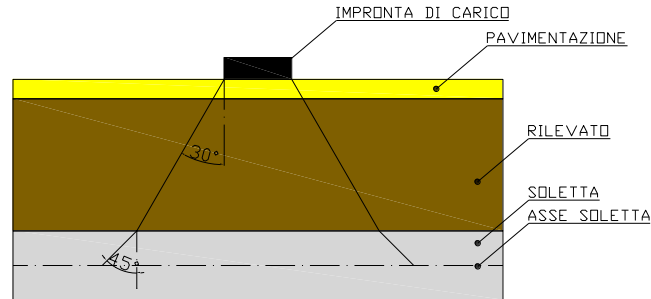
$$L_{dl} = 1.6 \text{ m} + 2x [\tan 30^\circ \times H_r + \tan 45^\circ \times xS_s/2]$$

Nel caso in esame risulta:

$$L_{dl} = 1.60 + 2 \quad * \quad (0.50 * \text{tg}30^\circ + 0.55 \text{tg}45^\circ) = 3.28 \quad \text{m}$$

Diffusione del carico tandem in direzione trasversale (ortogonale all'asse stradale)

In direzione trasversale alla strada detta L_{dt} la larghezza di diffusione del carico trasversale dal piano stradale alla quota del piano medio della soletta superiore, assumendo che detta diffusione avvenga con angolo di diffusione di 30° attraverso il rilevato stradale e di 45° sino al piano medio della soletta superiore



risulta:

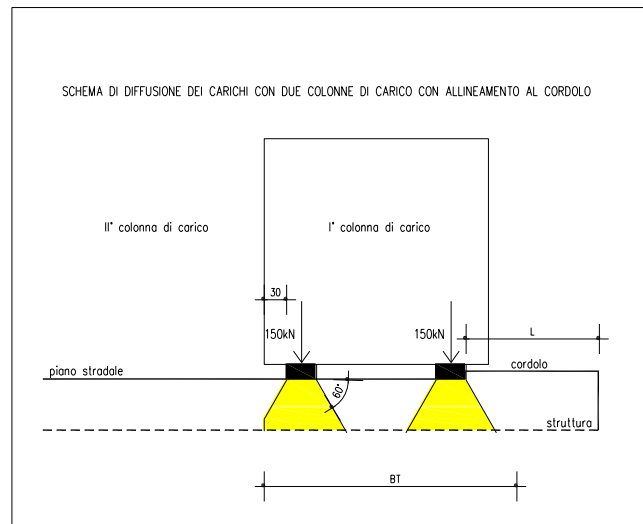
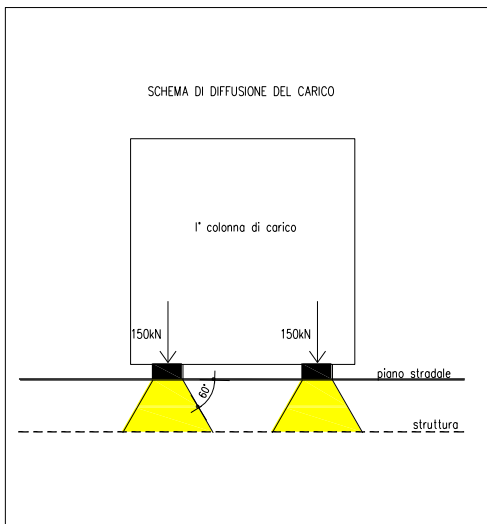
$$L_{dt} = 2.40 + 2 \cdot (0.50 \cdot \tan 30^\circ + 0.55) = 4.08 \text{ m}$$

Il valore di L_{dt} viene poi limitato in base alle seguenti circostanze:

presenza della seconda colonna di carico: il carico della 1° colonna, in corrispondenza dell'adiacenza alla 2° colonna, può essere diffuso al massimo fino a 0.30m all'esterno dell'impronta del carico;

posizionando il carico in adiacenza al cordolo, ne consegue che la massima diffusione lato cordolo è pari a:

$$L_{d, \text{cordolo}} = \tan 30 \times H_r + \tan 45 \times S_s/2$$



pertanto la larghezza di diffusione trasversale non può risultare superiore al valore di:

$$L_{dt, \text{max}} = 2.40 + 0.30 + (0.50 \cdot \tan 30^\circ + 0.55) = 3.24 \text{ m}$$

Calcolo del carico distribuito equivalente al tandem

Avendo definito L_{dl} e L_{dt} si può valutare l'intensità del carico q_{eq} equivalente all'effetto indotto dai carichi tandem sulla soletta superiore:

Considerando il carico tandem dovuto alla prima colonna di carico

$$q_{eq} = 2 \times Q_{1k} / (L_{dl} \times L_{dt,max}) = \mathbf{56.46 \text{ kN/m}}$$

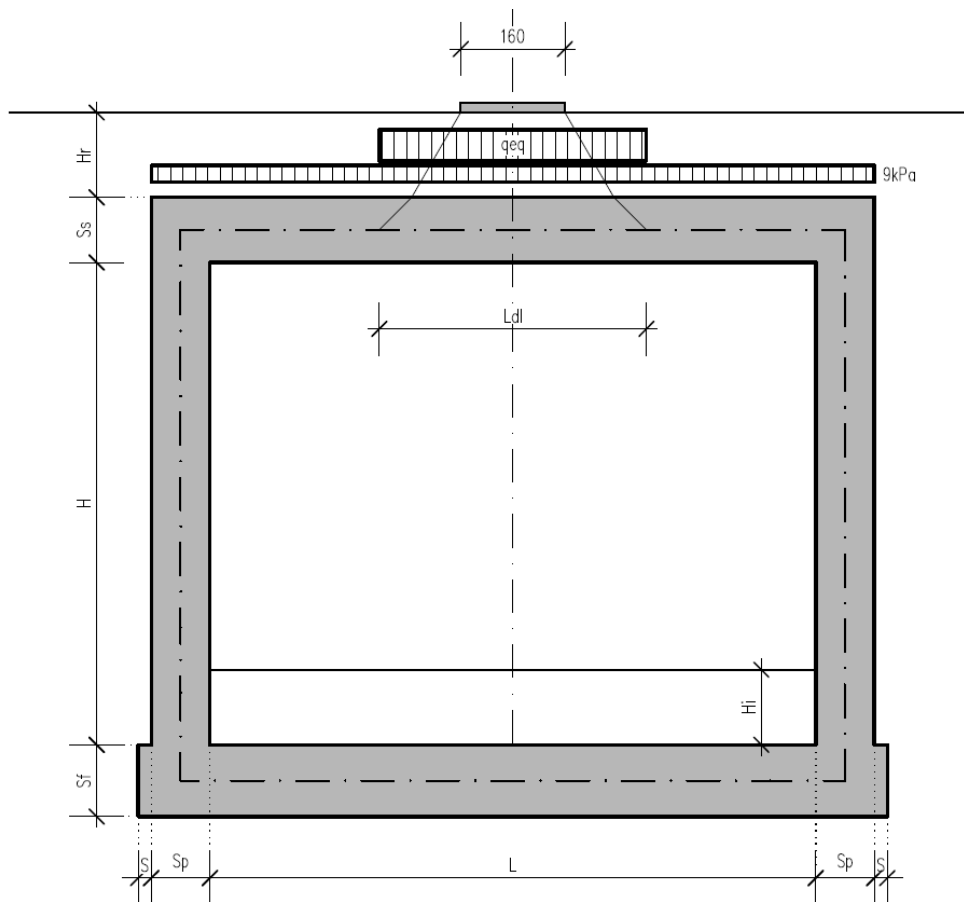
cui si sovrappone il carico $q = 9 \text{ kN/m}$ uniforme su tutta la soletta (corrispondente al carico q_{1k}).

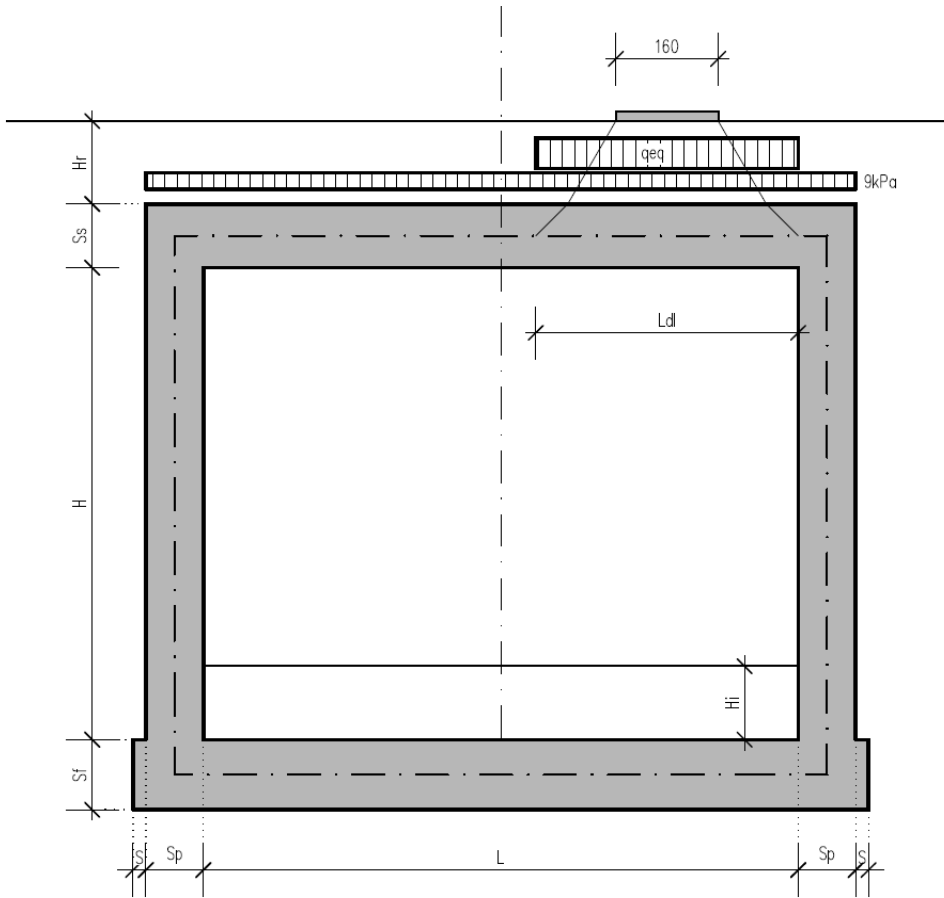
La posizione del carico q_{eq} equivalente al tandem viene variata su tutta la soletta per massimizzare:

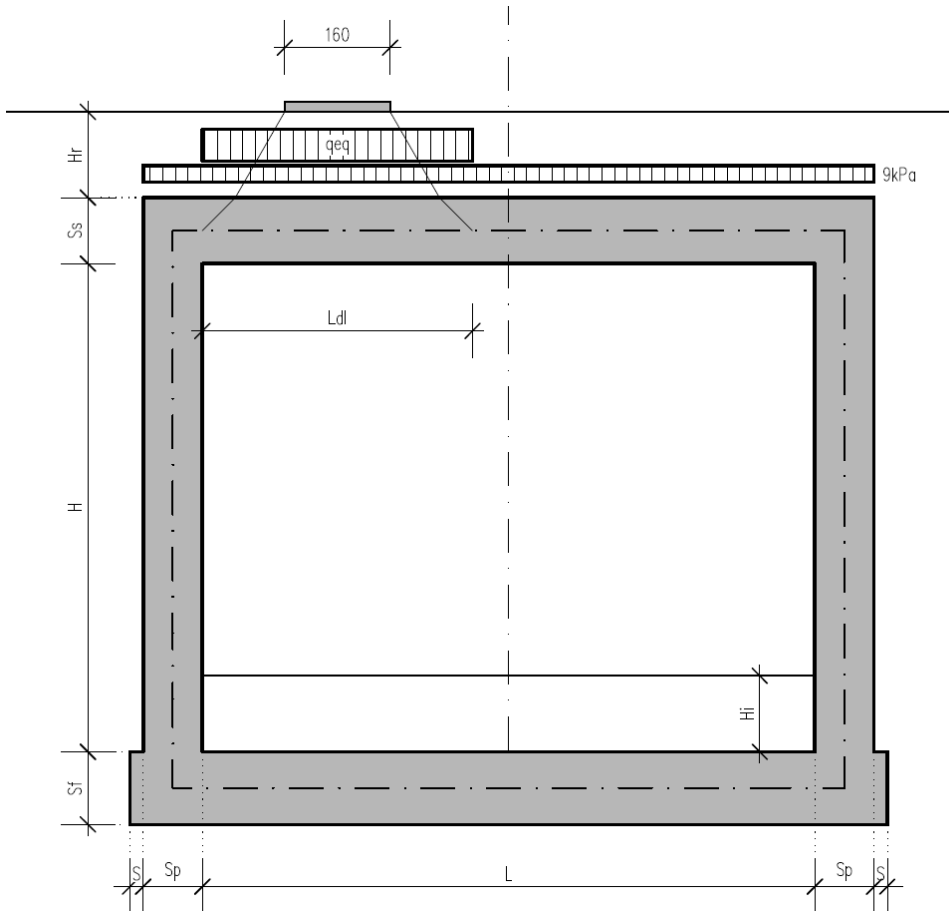
Il momento in mezzeria soletta;

Il taglio nella soletta a filo piedritto destro;

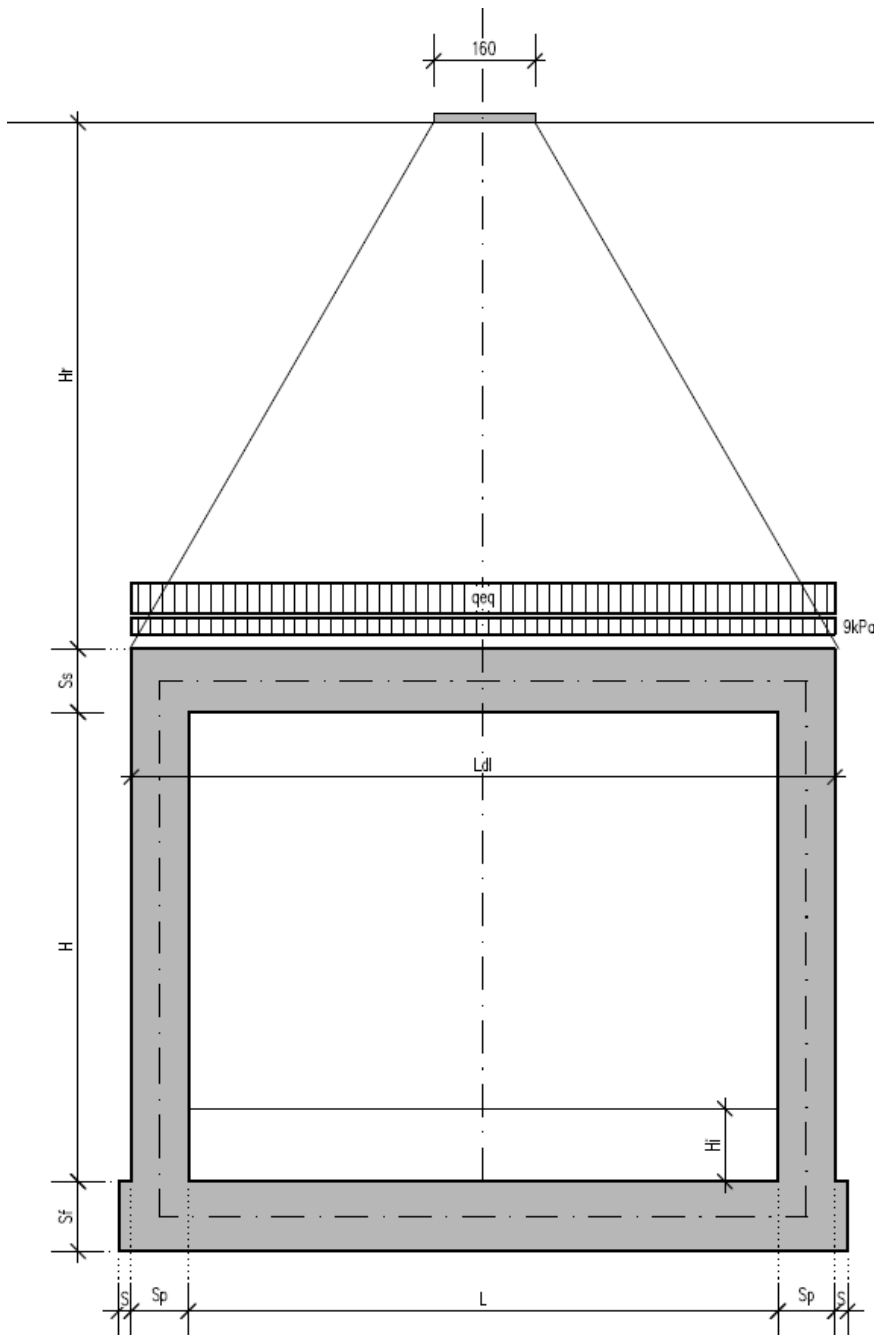
Il taglio nella soletta a filo piedritto sinistro.







Si noti che se $L_{dl} > L + 2 \times S_p$ (larghezza netta interna + spessore dei piedritti) allora il carico equivalente è applicato a tutte le aste della soletta superiore nei tre casi di carico CDC 8-10 che vengono a coincidere tra di loro.



Sovraccarico uniforme da 20kN/m^2

Si ipotizza che la soletta superiore sia gravata da un carico accidentale uniformemente distribuito di intensità pari a 20 kN/m^2 (scenario da traffico da utilizzarsi in alternativa ai casi di carico 8, 9 e 10).

7.1.8. Spinte sui piedritti indotte dai sovraccarichi accidentali

In accordo con il punto C5.1.3.3.7.1 della circolare ministeriale 02/02/2009 per il calcolo delle spinte generate dal sovraccarico sul rilevato si può considerare applicato lo schema di carico 1, in cui per

semplicità i carichi tandem possono essere sostituiti da carichi uniformemente distribuiti equivalenti, applicati su una superficie rettangolare larga 3.0 m e lunga 2.20 m. Anche in questo caso si tiene in conto la diffusione del carico attraverso il rilevato sia in direzione longitudinale che trasversale. Al tandem si somma il carico uniformemente distribuito agente sulla i-esima corsia di carico $q_{ik} = 9 \text{ kN/m}^2$.

Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse stradale)

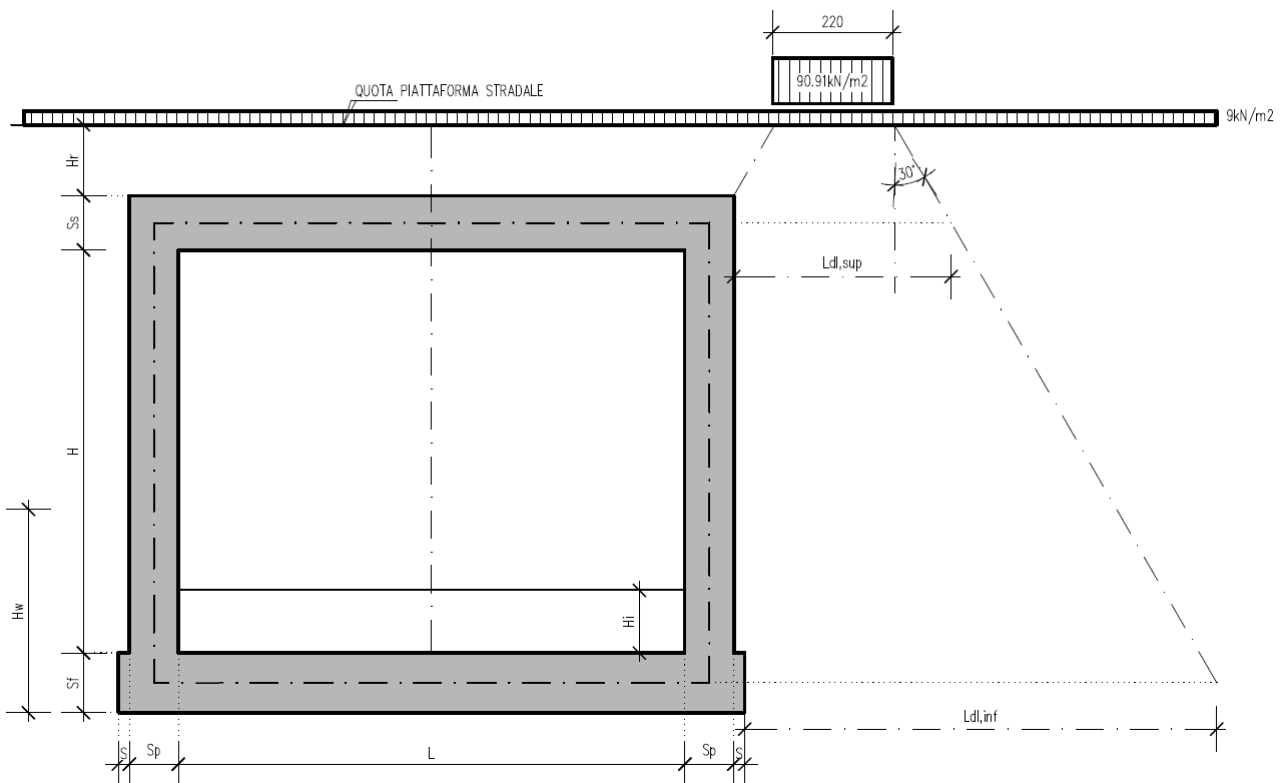
Il carico tandem trasformato in carico uniformemente distribuito assume il valore:

$$600/(3.00 \times 2.20) = 90.91 \text{ kN/m}^2$$

La larghezza di diffusione del carico tandem in direzione longitudinale è pari a:

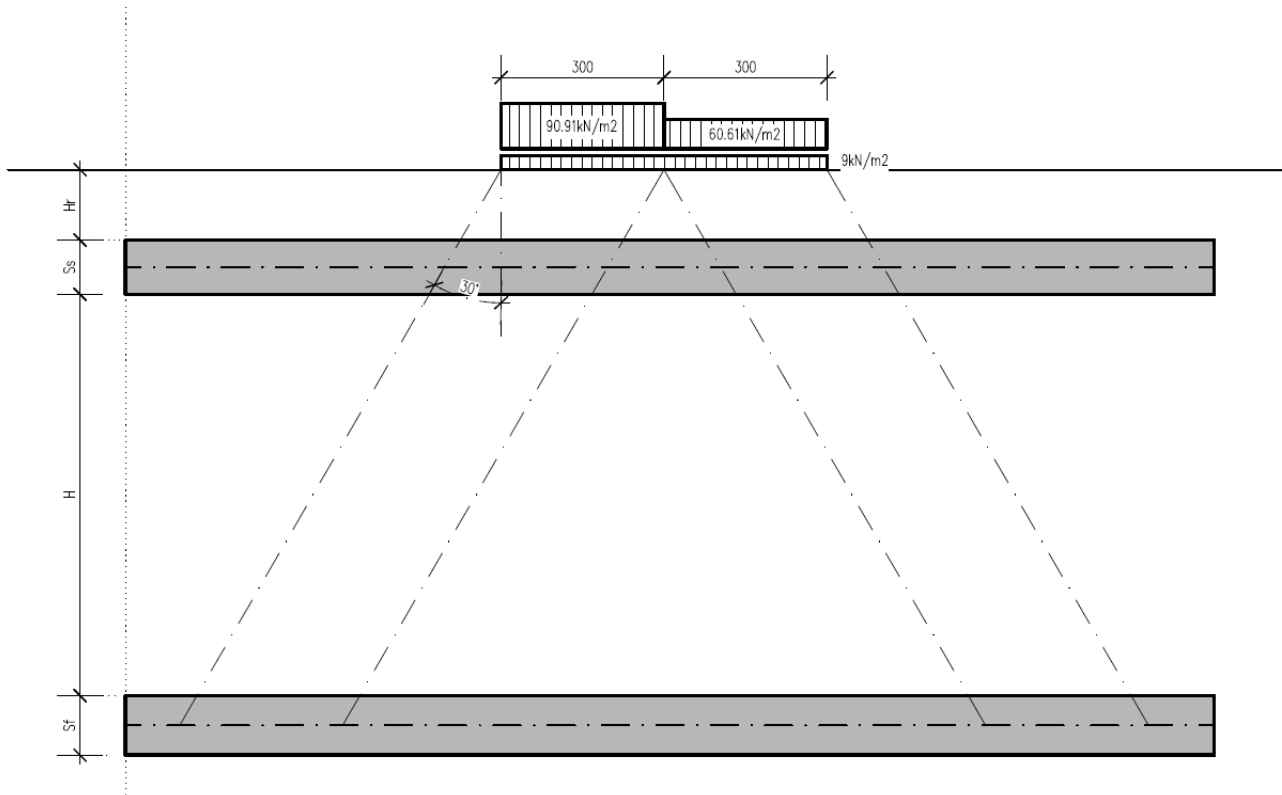
$$L_{dl,sup} = 2.2 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (2 \times H_r + S_s/2)] = \mathbf{3.09 \text{ m}} \quad (\text{piano medio sol. sup.})$$

$$L_{dl,inf} = 2.2 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (2 \times H_r + S_s/2 + H + S_f/2)] = \mathbf{6.85 \text{ m}} \quad (\text{piano medio sol. inf.})$$

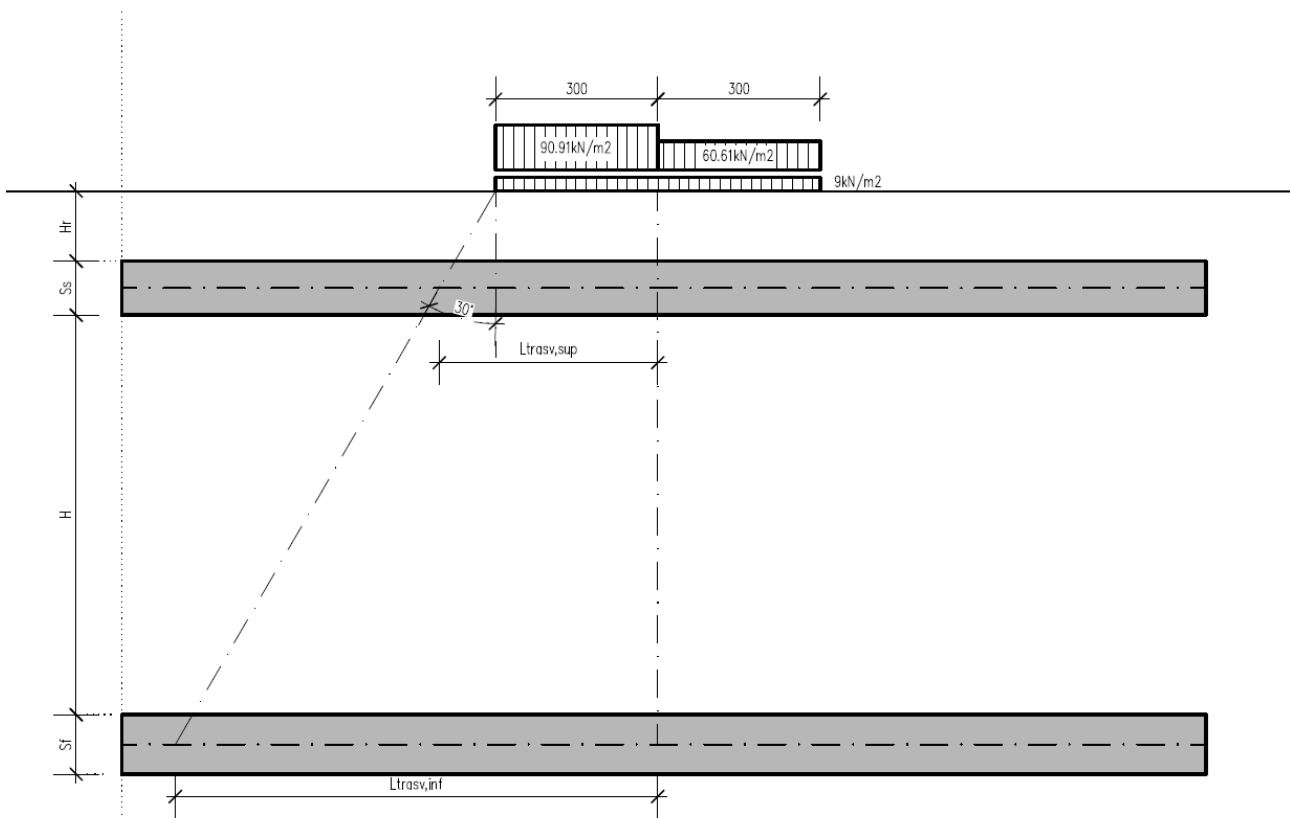


Diffusione del carico tandem in direzione trasversale (ortogonale all'asse stradale)

In direzione trasversale, considerando due colonne di carico e la ripartizione trasversale del carico distribuito, si ottiene quanto riportato nella figura seguente:



Per il calcolo delle azioni agenti sulle pareti dello scatolare, si considera il carico distribuito dovuto alla colonna di carico 1, limitando la diffusione del carico sul lato della seconda colonna di carico come schema seguente:



La larghezza di diffusione del carico tandem in direzione longitudinale è pari a:

$$L_{dt,sup} = 3 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (H_r + S_s/2)] = \mathbf{4.21 \text{ m}} \quad (\text{piano medio sol. sup.})$$

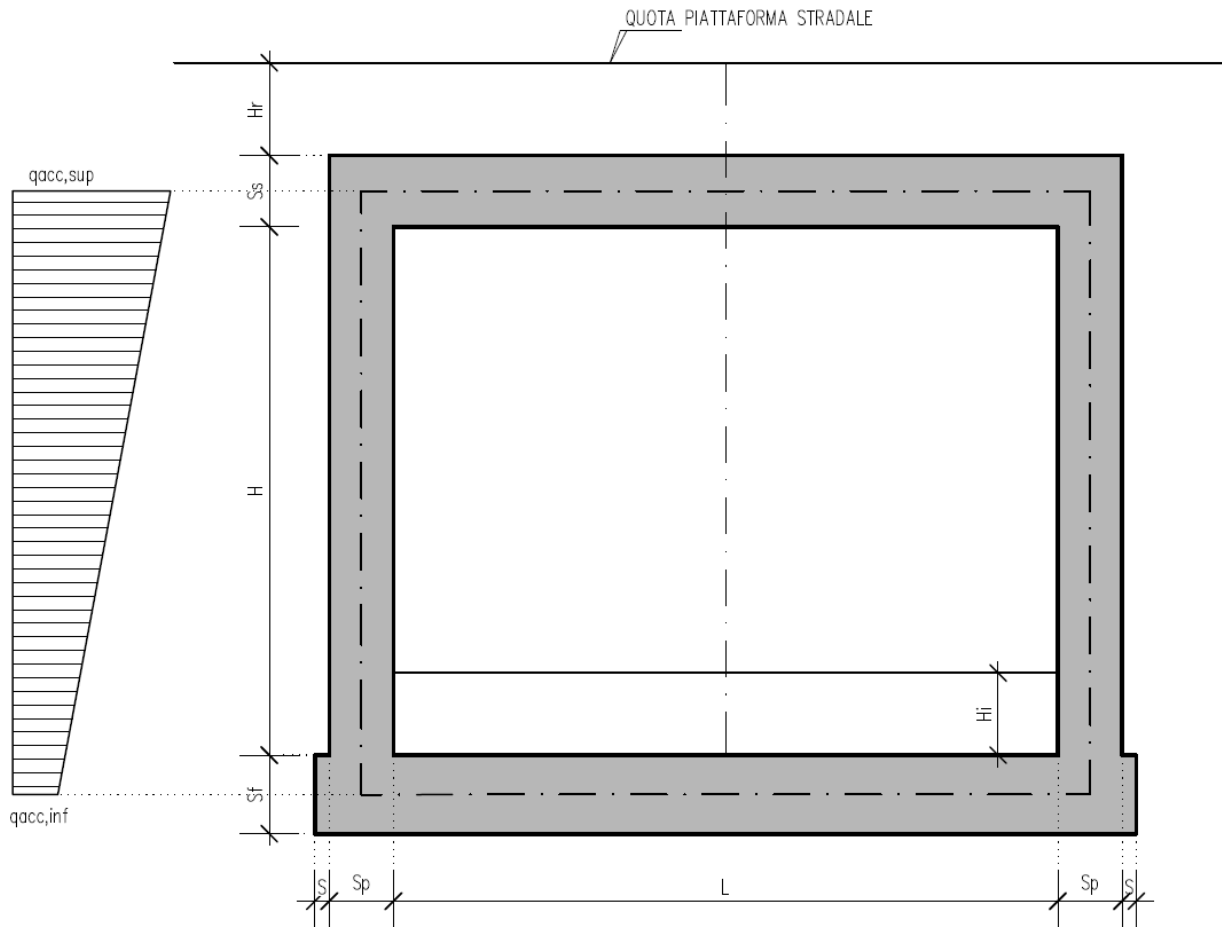
$$L_{dt,inf} = 3 \text{ m} + 2 \times [\tan 30^\circ \times (H_r + S_s + H + S_s/2)] = \mathbf{12.35 \text{ m}} \quad (\text{piano medio sol. inf.})$$

Definizione dei carichi di progetto

Il diagramma di spinta applicato ai piedritti varia linearmente fra i valori $q_{acc,sup2}$ e $q_{acc,sup1}$ come esemplificato nella immagine seguente.

$$q_{acc,sup} = [2 \times Q_{1,k} / (L_{dt,sup} \times L_{dl,sup})] \times k_0 = \mathbf{17.75 \text{ kN/m}}$$

$$q_{acc,inf} = [2 \times Q_{1,k} / (L_{dt,inf} \times L_{dl,inf})] \times k_0 = \mathbf{7.68 \text{ kN/m}}$$



Spinta sul piedritto generata dal carico accidentale $q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$ sul rilevato

Nelle condizioni di carico in oggetto si considera l'assenza del carico tandem:

$$p = k_0 \times q_{1k} = 0.384 \times 9 = 3.46 \text{ kN/m (spinta a riposo, piedritto sinistro/destro)}$$

Spinta sul piedritto generata dal sovraccarico da 20 kN/m^2 sul rilevato

Nello scenario di carico da traffico alternativo allo Schema di Carico 1 si considera, ai fini del calcolo della spinta sui piedritti, un carico q_{acc} sul terrapieno pari a 20 kN/m^2 .

Tale carico genera spinte pari a:

$$p = k_0 \times q_{acc} = 0.384 \times 20 = 7.68 \text{ kN/m (spinta a riposo, piedritto sinistro/destro)}$$

7.1.9. Sovraccarichi accidentali sulla soletta di fondazione

Sulla soletta di fondazione si applica il carico tandem corrispondente a ciascuna colonna di carico $Q_{i,k}$, ripartito su una larghezza pari all'ingombro della colonna di carico convenzionale (3m), e una lunghezza

ottenuta dalla ripartizione del carico fino al piano medio della soletta attraverso il ricoprimento, assumendo che detta diffusione avvenga con angolo di diffusione di 30° attraverso il rilevato stradale e di 45° sino al piano medio della soletta.

Base collaborante trasversale: $B_T = 3.00\text{m}$

Ingombro longitudinale: $L_L = 1.60 + 2 * (0.50 * \tan 30^\circ + 1.20/2) = 3.38\text{m}$

$q'_{acc,1} = 600/3.00/3.38 + 9 = 68.17 \text{ kN/m}^2$ (carico distribuito equivalente alla prima colonna di carico)

$q'_{acc,2} = 400/3.00/3.38 + 2.5 = 41.95 \text{ kN/m}^2$ (carico distribuito equivalente alla seconda colonna di carico)

7.1.10. Frenatura

La forza di frenatura q_3 è funzione del carico totale agente sulla corsia convenzionale n.1 e risulta pari a (si veda il paragrafo 5.1.3.5 del D.M. 14/01/2008):

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6 \times 2 \times Q_{1k} + 0.10 \times q_{1k} \times w_1 \times L \leq 900 \text{ kN}$$

dove:

$$Q_{1k} = 300 \text{ kN}$$

$$q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$$

$$w_1 = 3.00 \text{ m (larghezza della corsia)}$$

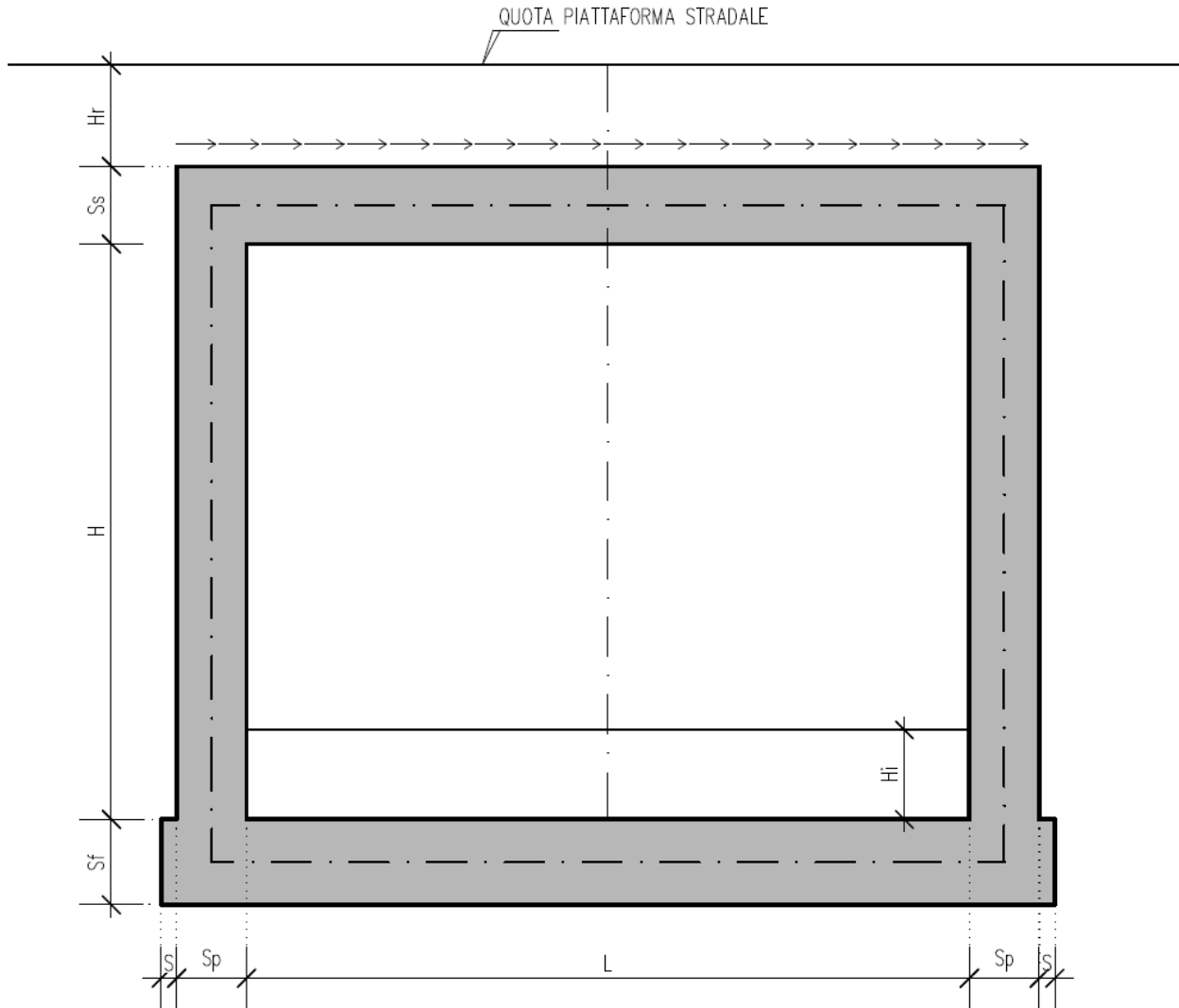
$$L = 2 \times S_p + B_i \text{ (larghezza della soletta compresi i piedritti)}$$

Nel caso in esame risulta:

$$q_3 = 393.21 \text{ kN}$$

L'azione di cui sopra, viene distribuita sulla soletta superiore dello scatolare; il valore della frenatura equivalente da applicare alla soletta, si ottiene distribuendo il valore del carico frenante, alla lunghezza della soletta e alla larghezza di diffusione del carico (L_{dt}), con la seguente relazione:

$$q_{3,dis} = 393.21 / (4.08 * 12.30) = 7.84 \text{ kN/m}^2$$



7.1.11. Azioni sismiche

7.1.11.1 Stato limite di salvaguardia della vita (SLV)

La risultante delle forze inerziali orizzontali indotte dal sisma viene valutata con la seguente espressione:

$$F_h = P \cdot k_h$$

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g}$$

$$(SLV) \quad k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} = 1 \cdot 1.315 \cdot 0.2604 = 0.342$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h = 0.171$$

P = peso proprio;

k = coefficienti sismici;

Nel caso di sisma orizzontale si considera la spinta derivante dall'oscillazione del cuneo di terreno spingente con l'applicazione del diagramma triangolare di pressioni, tipico dei muri di sostegno, avente la risultante a 1/3 dell'altezza. Per tener conto dell'incremento di spinta del terreno dovuta al sisma si fa riferimento all'EC8, in cui l'incremento di spinta sismica ΔP per la condizione a riposo viene valutato:

$$\Delta P_d = S \cdot a_g / g \cdot \gamma \cdot h_{tot}^2$$

La risultante di tale incremento di spinta viene applicata ad h/2 del piedritto.

1 - Ai fini delle azioni verticali sulla soletta superiore, non considerando i carichi accidentali si ha:

Peso proprio		
soletta	27.50	kN/m ²
Carichi permanenti	37.40	kN/m ²
Inerzia	11.10	kN/m ²
Totale	76.00	kN/m²

2 - Ai fini delle azioni orizzontali, sui piedritti si considera il contributo della sovraspinta sismica dovuto al sisma oscillatorio e le spinte inerziali agenti sui piedritti, mentre sulla soletta superiore si considera l'inerzia della stessa nonché i permanenti portati.

Spinta inerziale sulla soletta superiore:

$$P \cdot k_h = 22.20 \text{ kN/m}$$

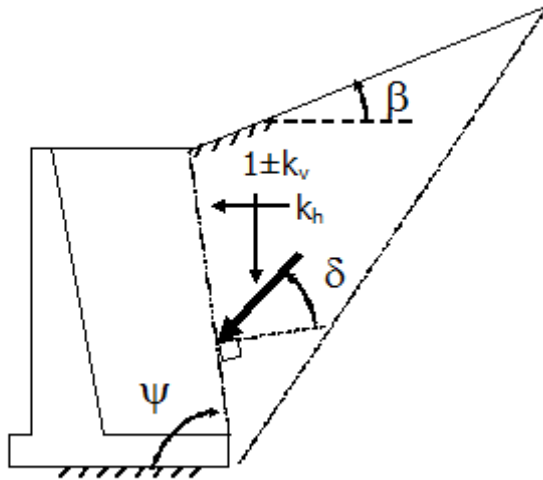
Spinta inerziale sui piedritti:

$$P \cdot k_h = 8.55 \text{ kN/m}$$

$$P \cdot k_v = 4.28 \text{ kN/m}$$

Sovraspinta sismica:

La sovraspinta sismica è stata considerata calcolando il coefficiente di spinta dato dalla teoria di Mononobe Okabe che definisce un coefficiente di spinta pari a:



SPINTA DELLE TERRE
STRUTTURE DI SOSTEGNO IN ZONA SISMICA
TEORIA DI MONONOBE - OKABE

$k_h := 0.342$ Coefficiente sismico orizzontale

$k_v := 0.5 \cdot k_h = 0.171$ Coefficiente sismico verticale

$\phi := 38 \text{deg}$ Angolo di attrito del terreno

$\psi := 90 \text{deg}$ Inclinazione del paramento murario rispetto alla verticale

$\theta := \text{atan}\left[\frac{k_h}{(1 - k_v)}\right]$ $\theta = 22.418 \cdot \text{deg}$

$\delta := 25.3 \text{deg}$ Angolo di attrito fra muro e terreno

$\beta := 0 \text{deg}$ Inclinazione del terreno rispetto all'orizzontale⁺

se $\phi - \theta = 15.582 \cdot \text{deg}$ è maggiore di β allora:

$$K_{aSISM} := \frac{(\sin(\psi + \phi - \theta))^2}{\cos(\theta) \cdot (\sin(\psi))^2 \cdot \sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}}\right)^2} = 0.585$$

7.1.12. Azioni termiche

Sono stati considerati gli effetti dovuti alle variazioni termiche. In particolare, è stata considerata una variazione termica uniforme di $\pm 10^\circ\text{C}$ sulla soletta superiore (CDC 22) ed un salto termico di 5°C sulla soletta superiore e sui piedritti, analizzando nelle combinazioni di carico i due casi di intradosso più caldo dell'estradosso e viceversa agendo sul segno della sollecitazione, con andamento lineare nello spessore della soletta superiore e sui piedritti (CDC 21).

Per il coefficiente di dilatazione termica si assume:

$$\alpha = 10 \cdot 10^{-6} = 0.00001 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

7.1.13. Ritiro

Si considera soggetta a fenomeni di ritiro la sola soletta superiore.

La deformazione totale da ritiro si può esprimere come:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

dove:

ε_{cs} è la deformazione totale per ritiro

ε_{cd} è la deformazione per ritiro da essiccamento

ε_{ca} è la deformazione per ritiro autogeno.

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro da essiccamento:

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h \cdot \varepsilon_{c0}$$

può essere valutato mediante i valori delle seguenti Tab. 11.2.Va-b (NTC) in funzione della resistenza caratteristica a compressione, dell'umidità relativa e del parametro h_0 :

Tabella Va – Valori di ε_{c0}

fck	Deformazione da ritiro per essiccamento (in ‰)					
	Umidità relativa (in %)					
	20.00	40.00	60.00	80.00	90.00	100.00
20.00	-0.62	-0.58	-0.49	-0.30	-0.17	0.00
25.00	-0.59	-0.55	-0.46	-0.29	-0.16	0.00

28.00	-0.56	-0.53	-0.45	-0.28	-0.15	0.00
32.00	-0.54	-0.51	-0.42	-0.26	-0.15	0.00
40.00	-0.48	-0.46	-0.38	-0.24	-0.13	0.00
60.00	-0.38	-0.36	-0.30	-0.19	0.10	0.00
80.00	-0.30	-0.28	-0.24	-0.15	-0.07	0.00

Tabella 11.2.Vb – Valori di k_h

h_0 (mm)	k_h
100	1
200	0.85
300	0.75
400	0.725
500	0.7

I valori intermedi dei parametri indicati in tabella si ottengono per l'interpolazione lineare.

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno $\varepsilon_{ca,\infty}$ può essere valutato mediante l'espressione:

$$\varepsilon_{ca,\infty} = -2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad (\text{con } f_{ck} \text{ in N/mm}^2)$$

Assumendo come umidità relativa

$$U_r = 70\%$$

Si ha il seguente valore del ritiro:

$$\varepsilon_{cs} = 0.00033$$

Il modulo viscoso a tempo infinito, in considerazione del valore di h_0 , della resistenza del calcestruzzo e della U.R., può cautelativamente essere assunto pari a $\Phi(t = \infty) = 1.6$. Il modulo elastico ridotto del calcestruzzo risulta quindi pari a:

$$E_c^* = E_c / (1 + \Phi) = 12533 \text{ N/mm}^2. \text{ (CDC 22)}$$

7.2. COMBINAZIONI DI CARICO ADOTTATE

I carichi caratteristici sopra elencati (CDC), al fine di ottenere le sollecitazioni di progetto per effettuare le successive verifiche, sono opportunamente combinati fra loro.

7.2.1. Combinazioni per lo stato limite ultimo

$\gamma_{G1} G1 + \gamma_{e2} R + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{e3} \psi_{0\ e3} T$ (carico da traffico veicolare Q_{k1} principale)

$\gamma_{G1} G1 + \gamma_{e2} R + \gamma_{e3} T + \gamma_{Q1} \psi_{01} Q_{k1}$ (azioni termiche T principali)

	Peso proprio	Permanenti portati	Spinta a riposo piedritto sx	Spinta a riposo piedritto dx	Spinta attiva piedritto sx	Spinta attiva piedritto dx	Spinta acqua interna	Q1k centrato	Q1k filo piedritto dx	Q1k filo piedritto sx	Accidentale 9kPa su soletta	Accidentale 20 kPa	Accidentale su piedritto sx	Accidentale su piedritto dx	Accidentale 9kPa piedritto sx	Accidentale 9kPa piedritto dx	Accidentale 20kPa piedritto sx	Accidentale 20kPa piedritto dx	Frenatura	Sisma orizzontale	Sisma verticale	Spinta idrodinamica	Termica Uniforme	Termica farfalla +	Ritiro	
SLU	1.35	1.35	0	0	1	1	1.35	1.35	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.72	0.72	1.2	
	1.35	1.35	0	0	1	1	1.35	0	0	0	0	1.35	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.72	0.72	1.2
	1.35	1.35	0	0	1	1	1.35	1.01	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.2	1.2	1.2	
	1.35	1.35	0	0	1	1	1.35	0	0	0	0	1.01	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.2	1.2	1.2
	1.35	1.35	1.35	0	0	1	0	1.01	0	0	0	0	0	0	1.01	0	0	0	0	1.35	0	0	0	0.72	0.72	0
	1.35	1.35	1.35	0	0	1	0	0	0	0	0	1.01	0	0	0	0	1.01	0	0	1.35	0	0	0	0.72	0.72	0
	1.35	1.35	1.35	0	0	1	0	0	0	0	1.01	0	1.01	0	0	0	0	0	0	1.35	0	0	0	0.72	0.72	0
	1.35	1.35	1.35	0	0	1	0	1.01	0	0	0	0	0	0	1.01	0	0	0	0	1.35	0	0	0	-1.2	-1.2	0
	1.35	1.35	1.35	0	0	1	0	0	0	0	0	1.01	0	1.01	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1.2	-1.2	0
	1.35	1.35	0	0	1	1	0	1.35	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.72	0.72	0
	1.35	1.35	0	0	1	1	0	0	0	0	0	1.35	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.72	0.72	0
	1.35	1.35	0	0	1	1	0	1.01	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1.2	1.2	0
	1.35	1.35	0	0	1	1	0	0	0	0	0	1.01	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1.2	1.2	0
	1.35	1.35	1.35	0	0	1	0	1.01	0	0	0	0	0	0	1.01	0	0	0	0	1.35	0	0	0	0.72	0.72	1.2
	1.35	1.35	1.35	0	0	1	0	0	0	0	0	1.01	0	0	0	0	1.01	0	0	1.35	0	0	0	0.72	0.72	1.2
	1.35	1.35	1.35	0	0	1	0	0	0	0	1.01	0	1.01	0	0	0	0	0	0	1.35	0	0	0	0.72	0.72	1.2
	1.35	1.35	1.35	0	0	1	0	1.01	0	0	0	0	0	0	1.01	0	0	0	0	0	0	0	0	1.2	-1.2	1.2
	1.35	1.35	1.35	0	0	1	0	0	0	0	0	1.01	0	0	0	0	1.01	0	0	0	0	0	0	1.2	-1.2	1.2

1.35	1.35	1.35	0	0	1	0	0	0	1.01	0	0	0	0	1.01	0	0	0	1.35	0	0	0	0.72	0.72	1.2	
1.35	1.35	1.35	0	0	1	0	0	0	1.01	0	0	0	0	1.01	0	0	0	0	0	0	0	1.2	-1.2	1.2	
1	1	1.35	0	0	1	0	0	0	0	0	0	1.01	0	0	0	0	0	1.35	0	0	0	0.72	0.72	1.2	
1	1	1.35	0	0	1	0	0	0	0	0	0	1.01	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.2	1.2	1.2	
1.35	1.35	1.35	0	0	1	0	0	1.01	0	0	0	0	0	1.01	0	0	0	1.35	0	0	0	0	0	0	
1.35	1.35	1.35	0	0	1	0	0	0	0	0	1.01	0	0	0	0	1.01	0	1.35	0	0	0	0	0	0	
1.35	1.35	1.35	0	0	1	0	0	0	1.35	0	0	0	0	1.01	0	0	0	0	0	0	0	0.72	0.72	1.2	
1.35	1.35	1.35	0	0	1	0	0	0	0	0	1.35	0	0	0	0	1.01	0	0	0	0	0	0.72	0.72	1.2	
1.35	1.35	1.35	0	0	1	0	0	0	0	0	0	1.01	0	0	0	0	0	1.35	0	0	0	0.72	0.72	1.2	
1	1	1.35	1.35	0	0	0	1.01	0	0	0	0	0	0	1.01	1.01	0	0	1.35	0	0	0	0.72	0.72	0	
1	1	1.35	1.35	0	0	0	0	0	0	0	0	1.01	0	0	0	0	1.01	1.01	1.35	0	0	0	0.72	0.72	0
1	1	1.35	1.35	0	0	0	0	0	0	1.01	0	1.01	1.01	0	0	0	0	1.35	0	0	0	0.72	0.72	0	
1.35	1.35	1.35	0	0	1	0	0	0	0	0	0	1.01	0	0	0	0	0	1.35	0	0	0	0.72	0.72	1.2	

7.2.2. Combinazioni per gli stati limite di esercizio: combinazione rara

$G_1 + R + Q_{k1} + \psi_{0.63} T$ (carico da traffico veicolare Q_{k1} principale)

$G_1 + R + T + \psi_{0.1} Q_{k1}$ (azioni termiche T principali)

	Peso proprio	Permanenti portati	Spinta a riposo piedritto sx	Spinta a riposo piedritto dx	Spinta attiva piedritto sx	Spinta attiva piedritto dx	Spinta acqua interna	Q1k centrale	Q1k filo piedritto dx	Q1k filo piedritto sx	Accidentale 9kPa su soletta	Accidentale 20 kPa	Accidentale su piedritto sx	Accidentale su piedritto dx	Accidentale 9kPa piedritto sx	Accidentale 9kPa piedritto dx	Accidentale 20kPa piedritto sx	Accidentale 20kPa piedritto dx	Frenatura	Sisma orizzontale	Sisma verticale	Spinta idrodinamica	Termica Uniforme	Termica farfalla +	Ritiro
SLE RAR	1	1	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0.6	1
	1	1	0	0	1	1	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0.6	1
	1	1	0	0	1	1	1	0.75	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1
	1	1	0	0	1	1	1	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1
	1	1	1	0	0	1	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0.75	0	0	0	1	0	0	0	-0.6	-0.6	0
	1	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0.75	0	1	0	0	0	-0.6	-0.6	0
	1	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0.75	0	0.75	0	0	0	0	0	1	0	0	0	-0.6	-0.6	0

1	1	1	0	0	1	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0	-1	-1	0	
1	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0	0	-1	-1	0
1	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0.75	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1	-1	0
1	1	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-0.6	0.6	1
1	1	0	0	1	1	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-0.6	0.6	1
1	1	0	0	1	1	1	0.75	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1	1	1
1	1	0	0	1	1	1	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1	1	1
1	1	1	0	0	1	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0.75	0	0	0	1	0	0	0	0	0.6	-0.6	1
1	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0.75	0	1	0	0	0	0	0.6	-0.6	1
1	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0.75	0	0.75	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0.6	-0.6	1
1	1	1	0	0	1	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0	0	1	-1	1
1	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0	0	1	-1	1
1	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0.75	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	-1	1
1	1	1	0	0	1	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0.75	0	0	0	1	0	0	0	0	0.6	-0.6	1
1	1	1	0	0	1	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0	0	1	-1	1
1	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0.6	0.6	1
1	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1

7.2.3. Combinazioni per gli stati limite di esercizio: combinazione frequente

$G_1 + R + \psi_{11} Q_{k1} + \psi_{2\&3} T$ (carico da traffico veicolare Qk1 principale)

	Peso proprio	Permanenti portati	Spinta a riposo piedritto sx	Spinta a riposo piedritto dx	Spinta attiva piedritto sx	Spinta attiva piedritto dx	Spinta acqua interna	Q1k centrale	Q1k filo piedritto dx	Q1k filo piedritto sx	Accidentale 9kPa su soletta	Accidentale 20 kPa	Accidentale su piedritto sx	Accidentale su piedritto dx	Accidentale 9kPa piedritto sx	Accidentale 9kPa piedritto dx	Accidentale 20kPa piedritto sx	Accidentale 20kPa piedritto dx	Frenatura	Sisma orizzontale	Sisma verticale	Spinta idrodinamica	Termica Uniforme	Termica farfalla +	Ritiro
SLE FR	1	1	0	0	1	1	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0.6	1
	1	1	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0	0.6	0.6	1
	1	1	1	0	0	1	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0	-0.6	-0.6	0
	1	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0	-0.6	-0.6	0
	1	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0.75	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-0.6	-0.6	0

1	1	0	0	1	1	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-0.6	0.6	0	
1	1	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-0.6	0.6	0
1	1	1	0	0	1	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	-0.6	1
1	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0.6	-0.6	1
1	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0.75	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	-0.6	1
1	1	1	0	0	1	0	0	0	0.75	0	0	0.75	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	-0.6	1
1	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0.6	1

7.2.4. Combinazioni per gli stati limite di esercizio: combinazione quasi permanente

$$G_1 + R + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{2\&3} T$$

	Peso proprio	Permanenti portati	Spinta a riposo piedritto sx	Spinta riposo piedritto dx	Spinta attiva piedritto sx	Spinta attiva piedritto dx	Spinta acqua interna	Q1k centrato	Q1k filo piedritto dx	Q1k filo piedritto sx	Accidentale 9kPa su soletta	Accidentale 20 kPa	Accidentale su piedritto sx	Accidentale su piedritto dx	Accidentale 9kPa piedritto sx	Accidentale 9kPa piedritto dx	Accidentale 20kPa piedritto sx	Accidentale 20kPa piedritto dx	Frenatura	Sisma orizzontale	Sisma verticale	Spinta idrodinamica	Termica Uniforme	Termica farfalla +	Ritiro	
SLE QP	1	1	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.5	0.5	1	
	1	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-0.5	-0.5	0	
	1	1	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-0.5	0.5	0	
	1	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.5	-0.5	1
	1	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.5	0.5	1

7.2.5. Combinazioni per lo stato limite ultimo di Salvaguardia della vita

Si considera il sisma agente nella direzione trasversale dello scatolare (gli effetti del sisma agente nella direzione longitudinale del manufatto sono poco rilevanti), associato al sisma in direzione verticale (considerando in alternativa entrambi i versi d'azione). La non contemporaneità della massima azione verticale e orizzontale viene tenuta in conto, come prescritto dalle NTC 2008 (Par. 7.3.5), considerando i 4 seguenti scenari:

$$E1 = 1.00 EH + 0.30 Ev + (\text{sisma orizzontale al } 100\%, \text{ sisma verticale verso l'alto al } 30\%)$$

$$E2 = 1.00 EH + 0.30 Ev - (\text{sisma orizzontale al } 100\%, \text{ sisma verticale verso il basso al } 30\%)$$



$E_3 = 0.30 E_H + 1.00 E_V +$ (sisma orizzontale al 30%, sisma verticale verso l'alto al 100%)

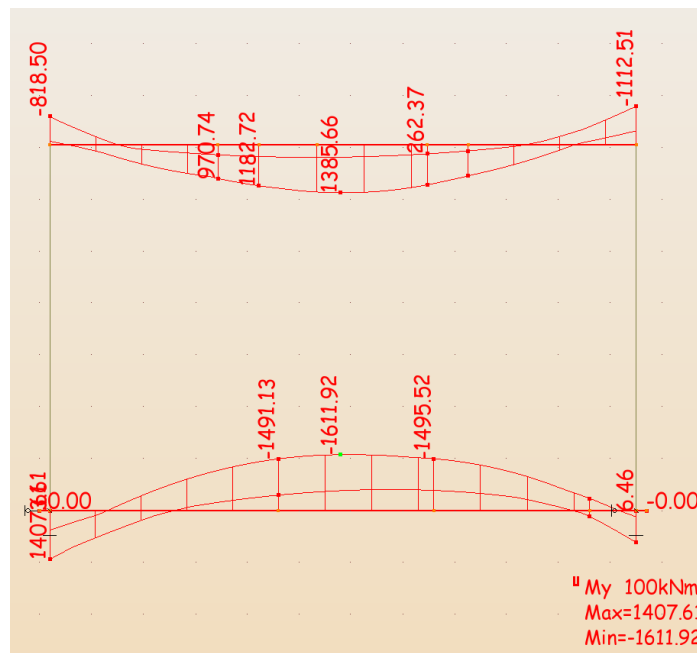
$E_4 = 0.30 E_H + 1.00 E_V -$ (sisma orizzontale al 30%, sisma verticale verso il basso al 100%)

$G_1 + E + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{2e3} T$

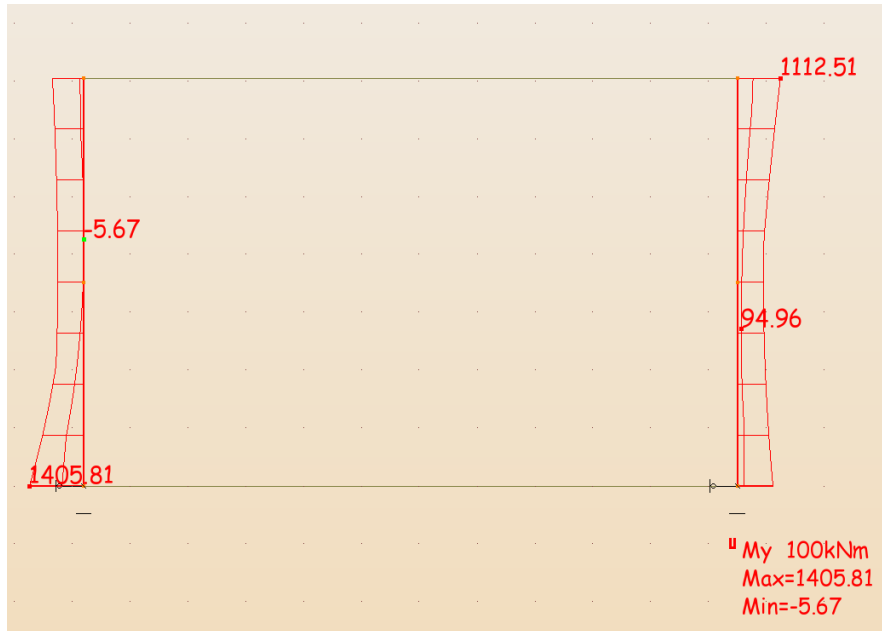
	Peso proprio	Permanenti portali	Spinta a riposo piedritto sx	Spinta a riposo piedritto dx	Spinta attiva piedritto sx	Spinta attiva piedritto dx	Spinta acqua interna	Q1k centrato	Q1k filo piedritto dx	Q1k filo piedritto sx	Accidentale 9kPa su soletta	Accidentale 20 kPa	Accidentale su piedritto sx	Accidentale su piedritto dx	Accidentale 9kPa piedritto sx	Accidentale 9kPa piedritto dx	Accidentale 20kPa piedritto sx	Accidentale 20kPa piedritto dx	Frenatura	Sisma orizzontale	Sisma verticale	Spinta idrodinamica	Termica Uniforme	Termica tarfalla +	Ritiro
SISMA	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.3	1	0	0.5	0.5	1
	1	1	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0.3	1	-0.5	-0.5	0
	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.3	1	0	-0.5	0.5	0
	1	1	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0.3	1	0.5	-0.5	1
	1	1	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	-0.3	1	0.5	0.5	1

7.3. DIAGRAMMI DELLE CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE

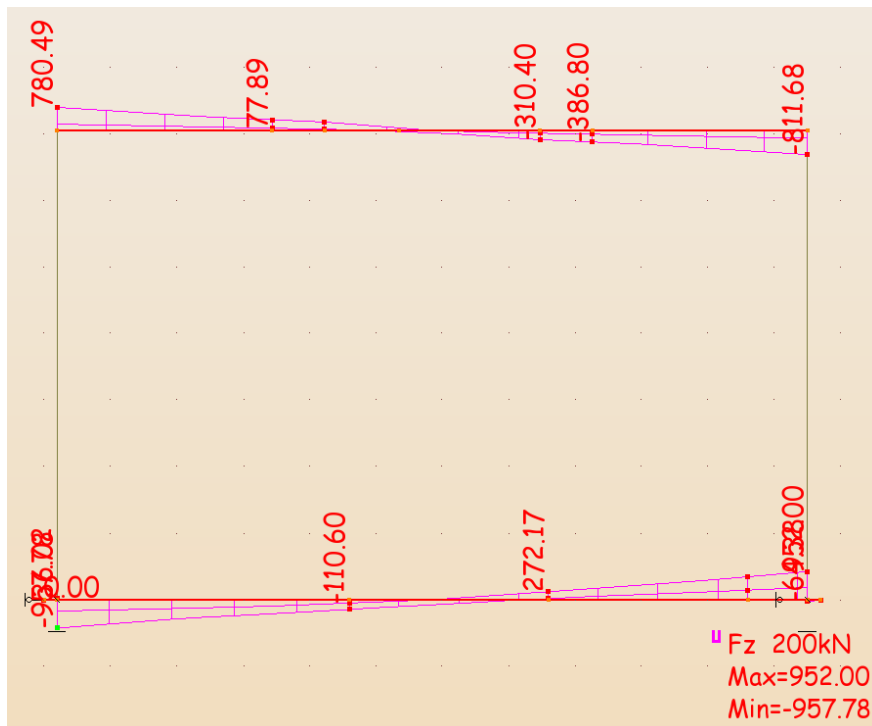
7.3.1. Inviluppo SLU/SLV momento flettente soletta superiore e soletta di fondazione



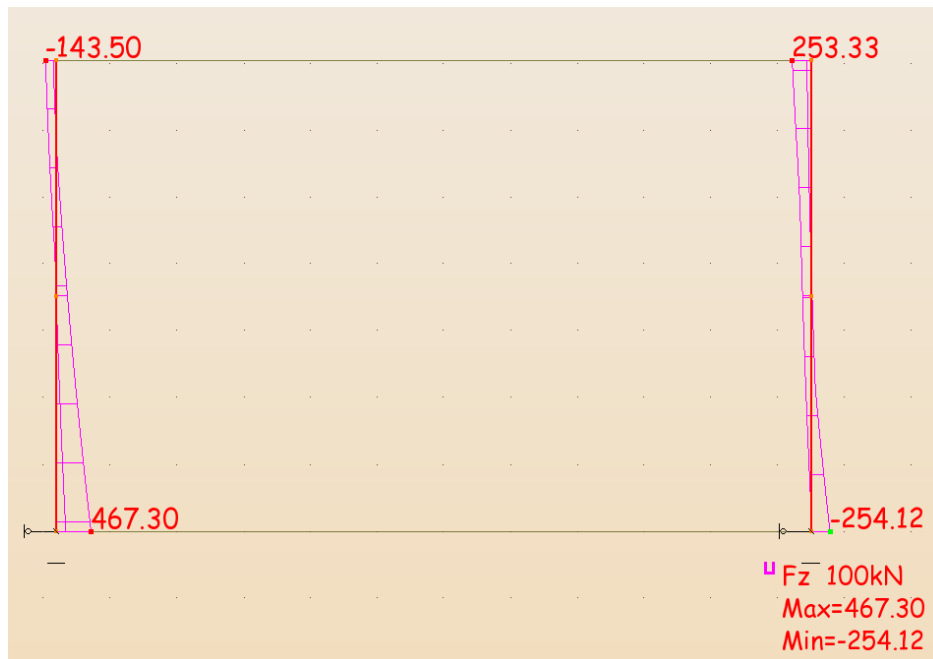
7.3.2. Inviluppo SLU/SLV momento flettente piedritti



7.3.3. Inviluppo taglio SLU/SLV soletta superiore e soletta di fondazione



7.3.4. Inviluppo taglio SLU/SLV piedritti



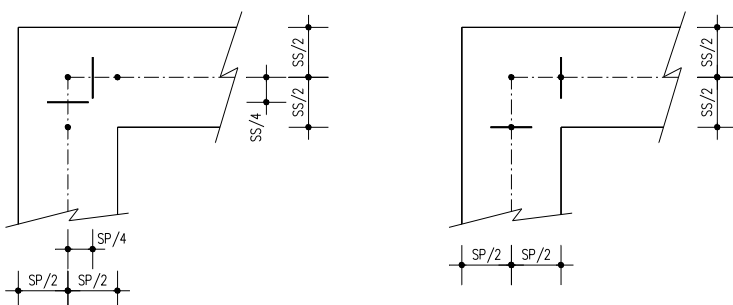
7.4. VERIFICHE DI RESISTENZA ED A FESSURAZIONE

Di seguito si riportano le verifiche delle sezioni per le aste più significative e per le Combinazioni di carico risultate più critiche.

Le verifiche a flessione sono effettuate rispettivamente:

- nella sezione ubicata a metà fra asse piedritto e sezione d'attacco piedritto-soletta nel caso delle verifiche della soletta;
- nella sezione ubicata a metà fra asse soletta e sezione d'attacco del piedritto nel caso delle verifiche del piedritto.

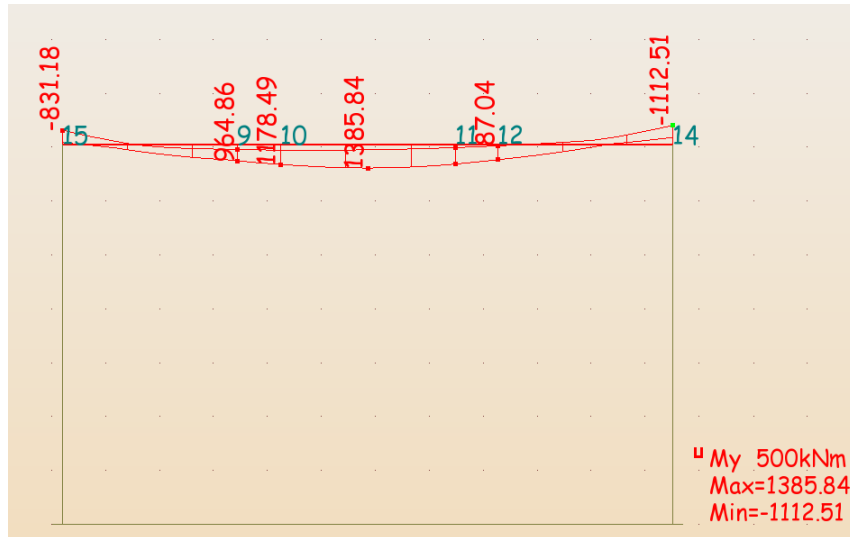
Le verifiche a taglio sono eseguite nelle sezioni di attacco soletta-piedritto.



I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite, applicando il combinato D. M.14.01.2008 con l'UNI EN 1992 (Eurocodice 2).

Verifiche SLU

I momenti sollecitanti la soletta superiore considerati sull'involuppo delle combinazioni SLU sono:



Considerando un'armatura della soletta superiore pari a:

$$A_s = 10\phi 24; A_s' = 10\phi 22 ;$$

si riporta la verifica della sezione resistente allo SLU:

Verifica C.A. S.L.U. - File: SOLETTA SUPERIORE SLU

Titolo: Soletta superiore scatolare SLU

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	110	1	38.01	5
			2	45.24	105

Tipologia sezione: Rettang. re Trapezio
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN N: 0 kN
M_{xEd}: 1385.84 kNm M: 0 kNm
M_{yEd}: 0 kNm M: 0 kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
 Coord. [cm] xN: 0 yN: 0

Tipologia rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipologia flessione: Retta Deviata

M_{xRd}: 1789 kNm N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L_o: 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali:

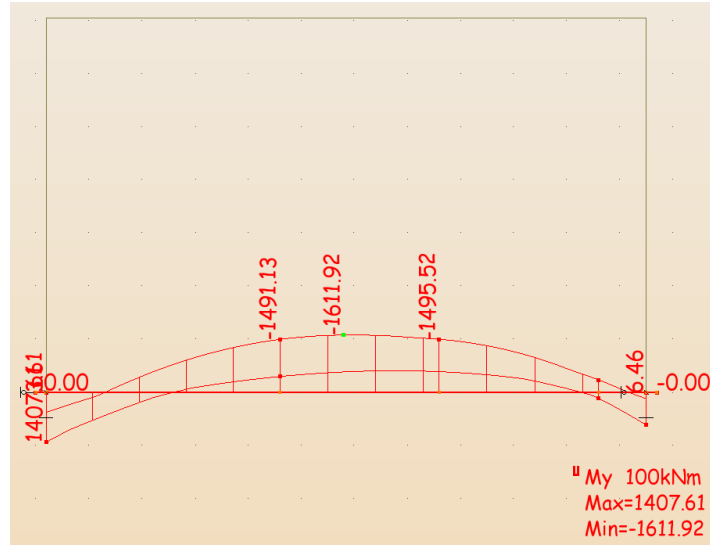
Proprietà	B450C	C28/35
ϵ_{su}	67.5 ‰	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²	3.5 N/mm²
E_s	200'000 N/mm²	15.87 N/mm²
E_s / E_c	15	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	11
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	0.6667
τ_{c1}		1.971

σ_c : -15.87 N/mm²
 σ_s : 391.3 N/mm²
 ϵ_c : 3.5 ‰
 ϵ_s : 47.01 ‰
d: 105 cm
x: 7.276 x/d: 0.06929
 δ : 0.7

Si verifica quindi la sezione della soletta superiore con un rapporto tra il momento resistente e il momento sollecitante allo SLU pari a :

$$M_{Rd}/M_{Ed} = 1789/1385 = 1.29.$$

I momenti sollecitanti la soletta inferiore considerati sull'involuppo delle combinazioni SLU sono:



Considerando un'armatura della soletta inferiore pari a:

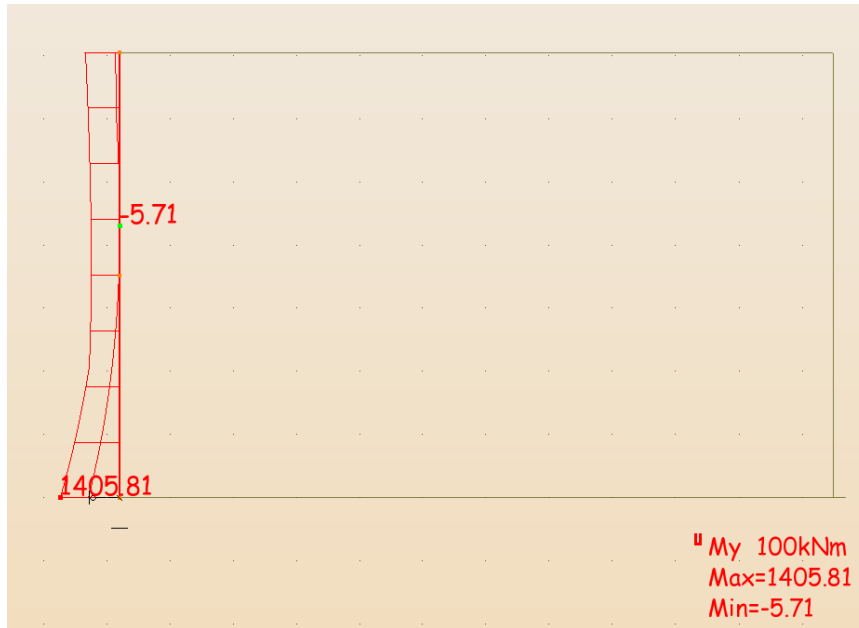
$$A_s = 10\phi 22; A_s' = 10\phi 24 ;$$

si riporta la verifica della sezione resistente allo SLU:

Si verifica la sezione con un rapporto tra il momento resistente e il momento sollecitante allo SLU pari a :

$$M_{Rd}/M_{Ed} = -1963/-1612 = 1.22.$$

I momenti sollecitanti il piedritto sinistro alla base considerati sull'involuppo delle combinazioni SLU sono:



Considerando un'armatura della parete pari a:

$$A_s = 10\phi 24; A_s' = 10\phi 16;$$

si riporta la verifica della sezione resistente allo SLU trascurando, a favore di sicurezza, la presenza della sollecitazione di compressione N_{Ed} della parete:

Verifica C.A. S.L.U. - File: PIEDRITTO SINISTRO SLU

File | Materiali | Opzioni | Visualizza | Progetto Sez. Rett. | Sismica | Normativa: NTC 2008

Titolo: PIEDRITTO SINISTRO SLU

N° figure elementari: 1 | Zoom | N° strati barre: 2 | Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	100	1	20.11	5
			2	45.24	95

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 1405.81 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Lato calcestruzzo - Acciaio snerato

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

Tipo flessione: Retta Deviata

Materiali: B450C C28/35

ϵ_{su} 67.5% ϵ_{c2} 2%
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5%
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 15.87
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957% $\sigma_{c,adm}$ 11
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6667
 τ_{c1} 1.971

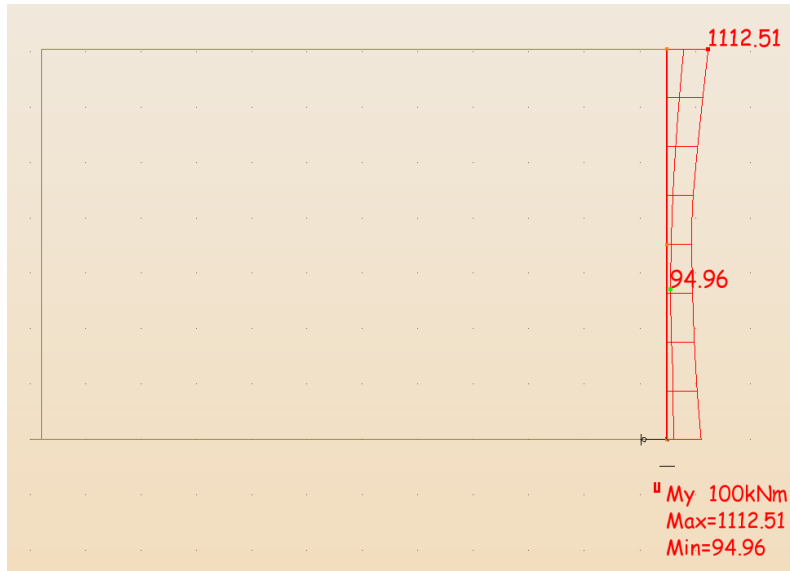
M_{xRd} 1'608 kNm
 σ_c -15.87 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5%
 ϵ_s 33.71%
 d 95 cm
 x 8.935 x/d 0.09405
 δ 0.7

Calcola MRd | Dominio M-N
 L_0 0 cm | Col. modello
 Precompresso

Si verifica la sezione con un rapporto tra il momento resistente e il momento sollecitante allo SLU pari a :

$$M_{Rd}/M_{Ed} = 1608/1406 = 1.14.$$

I momenti sollecitanti la base del piedritto destro considerati sull'involuppo delle combinazioni SLU sono:



Considerando un'armatura della parete pari a:

$$A_s = 10\phi 24; A_s' = 10\phi 16;$$

si riporta la verifica della sezione resistente allo SLU trascurando, a favore di sicurezza, la presenza della sollecitazione di compressione N_{Ed} della parete:

Verifica C.A. S.L.U. - File: PIEDRITTO DESTRO SLU

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: PIEDRITTO DESTRO SLU

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	100	1	20.11	5
			2	45.24	95

Tipologia sezione: Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
 M_{xEd}: 1112.51 kNm
 M_{yEd}: 0 kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Tipologia rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipologia flessione: Retta Deviata

Materiali: B450C C28/35

ϵ_{su} : 67.5 %	ϵ_{c2} : 2 %
f_{yd} : 391.3 N/mm²	ϵ_{cu} : 3.5 %
E_s : 200'000 N/mm²	f_{cd} : 15.87 %
E_s/E_c : 15	f_{cc}/f_{cd} : 0.8
ϵ_{syd} : 1.957 %	$\sigma_{c,adm}$: 11
$\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm²	τ_{co} : 0.6667
	τ_{c1} : 1.971

M_{xRd}: 1'608 kNm

σ_c : -15.87 N/mm²
 σ_s : 391.3 N/mm²
 ϵ_c : 3.5 %
 ϵ_s : 33.71 %
 d: 95 cm
 x: 8.935 x/d: 0.09405
 δ : 0.7

Calcola MRd Dominio M-N
 L₀: 0 cm Col. modello
 Precompresso

Si verifica la sezione con un rapporto tra il momento resistente e il momento sollecitante allo SLU pari a :

$$M_{Rd}/M_{Ed} = 1608/1113 = 1.44.$$

7.4.1. Verifiche a fessurazione

Verifica di formazione delle fessure: la verifica si esegue per la sezione interamente reagente e per le sollecitazioni di esercizio si determina la massima trazione nel calcestruzzo σ_{ct} , confrontandola con la resistenza caratteristica a trazione per flessione f_{ctk} ; se risulta $\sigma_{ct} < f_{ctk}$ la verifica è soddisfatta, altrimenti si procede alla verifica di apertura delle fessure.

Verifica di apertura delle fessure: l'apertura convenzionale delle fessure è calcolata con le modalità indicate nell'EC2, come richiesto dal D. M. Min. Il. TT. del 14 gennaio 2008, e valutata con le sollecitazioni relative alle Combinazioni FR o QP della normativa vigente sui ponti stradali". La massima apertura ammissibile risulta rispettivamente per le strutture in ambiente ordinario ed armature poco sensibili:

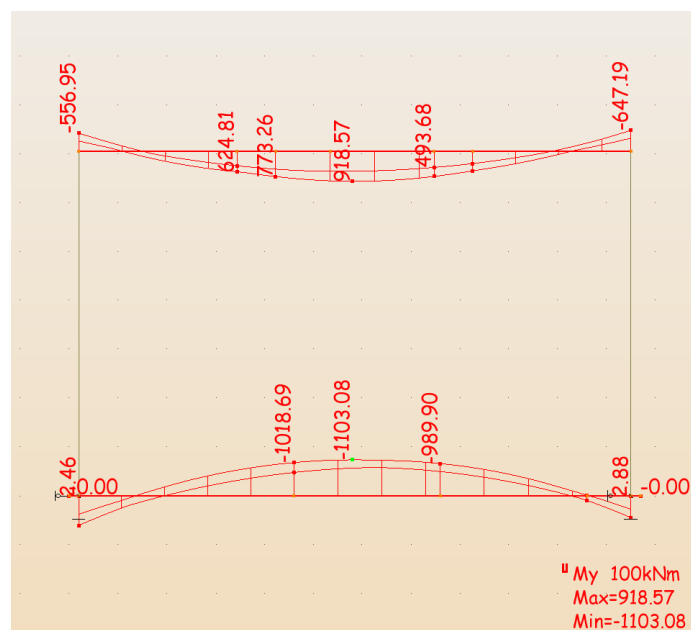
1) combinazione di carico Frequente:

$$w_k \leq w_3 = 0.40 \text{ mm}$$

2) combinazione di carico quasi permanente:

$$w_k \leq w_2 = 0.30 \text{ mm}$$

Per la verifica a fessurazione si considerano le combinazioni Frequente e Quasi Permanente il cui involucro dei momenti sulle solette inferiore e superiore forniscono i seguenti valori:



per la soletta superiore si ha:

$$\sigma_c = f_{ctm}/1.2 = 2.83/1.2 = 2.36 \text{ N/mm}^2$$

Verifica C.A. S.L.U. - File: FESSURAZIONE SOLETTA SUPERIORE

TITOLO: FESSURAZIONE SOLETTA SUPERIORE

N° figure elementari: 1 N° strati barre: 2

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	110	1	38.01	5
			2	45.24	105

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
M_{xEd}: 918.57 kNm
M_{yEd}: 0

Materiali
B450C C28/35

ε_{su}: 67.5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
f_{yd}: 391.3 N/mm² ε_{cu}: 3.5 ‰
E_s: 200'000 N/mm² f_{cd}: 15.87
E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
ε_{syd}: 1.957 ‰ σ_{c,adm}: 11
σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.6667
τ_{c1}: 1.971

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord. [cm]: xN: 0, yN: 0

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

σ_c: -5.084 N/mm²
σ_s: 209.8 N/mm²

ε_s: 1.049 ‰
d: 105 cm
x: 27.98 x/d: 0.2665
δ: 0.7732

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Si evince che la tensione nell'acciaio per le barre con diametro pari a 24 mm supera il valore limite di 200 N/mm² per la verifica tabellare delle fessure di conseguenza si verifica l'ampiezza delle fessure tramite l'EC2:

VERIFICA STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE EC2

$$M_{pa} := \frac{N}{mm^2}$$

M_{deserc} := 918.57 kN-m (Momento di esercizio, comb. frequente)

B := 100 cm (Larghezza sezione)

H := 110 cm (Altezza sezione)

$$c_{\text{min}} := 5\text{-cm} \quad \text{Ricoprimento}$$

$$\phi_{\text{tese}} := 24\text{mm}$$

$$C := c + \frac{\phi_{\text{tese}}}{2} \quad C = 6.2\text{-cm} \quad \text{Copriferro di calcolo}$$

$$h := H - C \quad h = 103.8\text{-cm}$$

$$R_{\text{ck}} := 35\text{Mpa}$$

$$E_s := 210000\text{Mpa}$$

$$K_1 := 0.8 \quad (0.8 \text{ con barre ad aderenza migliorata, } 1.6 \text{ con barre lisce})$$

$$K_2 := 0.5 \quad (0.5 \text{ nel caso di flessione semplice o pressoflessione, } 1 \text{ con trazione pura})$$

$$K_t := 0.6 \quad (0.6 \text{ per azioni di breve durata, } 0.4 \text{ per azioni di lunga durata})$$

$$A_{\text{st}} := 41.63\text{-cm}^2 \quad (\text{Armatura tesa})$$

$$A_{\text{sc}} := 38.01\text{cm}^2 \quad (\text{Armatura compressa})$$

$$f_{\text{ctm}} := (0.48 \cdot \sqrt{R_{\text{ck}}}) \cdot (\sqrt{1\text{-Mpa}}) \quad f_{\text{ctm}} = 2.83972\text{-Mpa}$$

$$f_{\text{cteff}} := f_{\text{ctm}}$$

$$f_{\text{ck}} := 0.83 \cdot R_{\text{ck}} \quad f_{\text{ck}} = 29.05\text{-Mpa}$$

$$E_{\text{cm}} := 9500 \cdot \sqrt[3]{(1\text{Mpa})^2 \cdot \sqrt[3]{f_{\text{ck}} + 8\text{-Mpa}}} \quad E_{\text{cm}} = 31670.36068\text{-Mpa} \quad (\text{Modulo el. secante})$$

$$\alpha_e := \frac{E_s}{E_{\text{cm}}} \quad \alpha_e = 6.63081$$

$$n := 15$$

$$J_1 := \frac{B \cdot H^3}{12} + n \cdot (A_{\text{st}} + A_{\text{sc}}) \cdot \left(\frac{H - 2 \cdot C}{2} \right)^2$$

$$J_1 = 13936534.89067\text{-cm}^4 \quad (\text{Momento di inerzia sezione non fessurata, interamente reagente})$$

$$x := n \cdot \frac{A_{st} + A_{sc}}{B} \left[-1 + \sqrt{1 + 2 \cdot \frac{B \cdot (A_{st} \cdot h + A_{sc} \cdot C)}{n \cdot (A_{st} + A_{sc})^2}} \right] \quad x = 26.90968 \cdot \text{cm}$$

$$J_n := \frac{B \cdot x^3}{3} + n \cdot A_{sc} \cdot (x - C)^2 + n \cdot A_{st} \cdot (h - x)^2$$

$$\sigma_s := n \cdot \frac{M_{deserc}}{J_n} \cdot (h - x) \quad \sigma_s = 231.02086 \cdot \text{Mpa} \quad (\text{Tensione nelle barre indotta dal momento di esercizio } M_e \text{ applicato alla sezione fessurata})$$

$$h_{eff} := \min \left[2.5 \cdot (H - h), \frac{H - x}{3}, \frac{H}{2} \right] \quad h_{eff} = 15.5 \cdot \text{cm}$$

$$B_{eff} := B$$

$$A_{clsefficace} := B_{eff} \cdot h_{eff} \quad A_{clsefficace} = 1550 \cdot \text{cm}^2$$

$$\rho_{peff} := \frac{A_{st}}{A_{clsefficace}} \quad \rho_{peff} = 0.02686$$

$$S_{rmax} := 3.4 \cdot c + \frac{0.425 K_1 \cdot K_2 \cdot \phi_{tесе}}{\rho_{peff}} \quad S_{rmax} = 32.19097 \cdot \text{cm} \quad (\text{Distanza fra due fessure successive})$$

$$\varepsilon_{sm} := \frac{\sigma_s - K_t \cdot \frac{f_{cteff}}{\rho_{peff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{peff})}{E_s} \quad (\text{Dilatazione media barre di armatura})$$

$$\varepsilon_{sm} = 0.00074$$

$$R := 0.4 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \quad R = 0.00044 \quad (\text{Parametro di controllo: } \varepsilon_{sm} \text{ deve essere } > R)$$

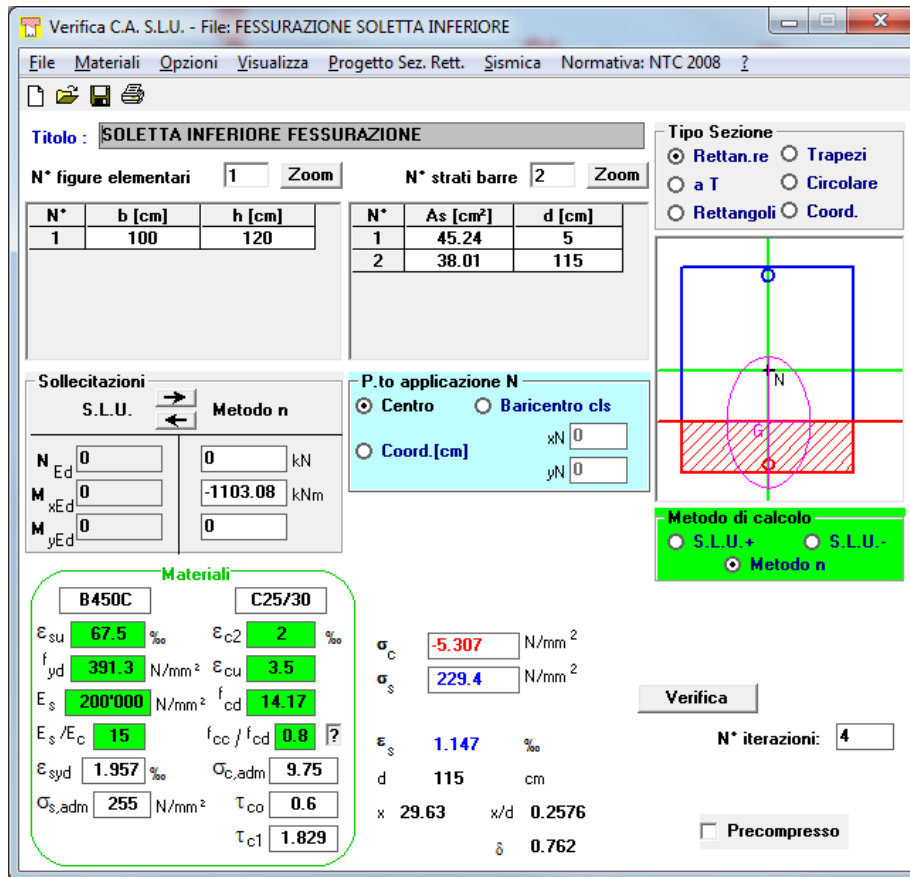
$$\varepsilon_{sm,ver} := \max(\varepsilon_{sm}, R) \quad \varepsilon_{sm} = 0.00074$$

$$W_{kEC2} := \varepsilon_{sm} \cdot S_{rmax} \quad W_{kEC2} = 0.23957 \cdot \text{mm}$$

Si verifica quindi che l'apertura delle fessure risulta inferiore ai limiti sopra riportati.

per la soletta inferiore si ha:

$$\sigma_c = f_{ctm}/1.2 = 2.56/1.2 = 2.13 \text{ N/mm}^2$$



Si evince che la tensione nell'acciaio per le barre con diametro pari a 24 mm supera il valore limite di 200 N/mm² per la verifica tabellare delle fessure di conseguenza si verifica l'ampiezza delle fessure tramite l'EC2:

VERIFICA STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE EC2

$$M_{deserc} := \frac{N}{mm^2}$$

M_{deserc} := 1103.08 kN·m (Momento di esercizio, comb. frequente)

B := 100 cm (Larghezza sezione)

H := 120 cm (Altezza sezione)

c := 5 cm Ricoprimento

$$\phi_{tесе} := 24\text{mm}$$

$$C := c + \frac{\phi_{tесе}}{2} \quad C = 6.2\text{-cm} \quad \text{Copriferro di calcolo}$$

$$h := H - C \quad h = 113.8\text{-cm}$$

$$R_{ck} := 30\text{Mpa}$$

$$E_s := 210000\text{Mpa}$$

$$K_1 := 0.8 \quad (0.8 \text{ con barre ad aderenza migliorata, } 1.6 \text{ con barre lisce})$$

$$K_2 := 0.5 \quad (0.5 \text{ nel caso di flessione semplice o pressoflessione, } 1 \text{ con trazione pura})$$

$$K_t := 0.6 \quad (0.6 \text{ per azioni di breve durata, } 0.4 \text{ per azioni di lunga durata})$$

$$A_{st} := 45.24\text{-cm}^2 \quad (\text{Armatura tesa})$$

$$A_{sc} := 38.01\text{cm}^2 \quad (\text{Armatura compressa})$$

$$f_{ctm} := (0.48 \cdot \sqrt{R_{ck}}) \cdot (\sqrt{1\text{-Mpa}}) \quad f_{ctm} = 2.62907\text{-Mpa}$$

$$f_{cteff} := f_{ctm}$$

$$f_{ck} := 0.83 \cdot R_{ck} \quad f_{ck} = 24.9\text{-Mpa}$$

$$E_{cm} := 9500 \cdot \sqrt[3]{(1\text{Mpa})^{2.3} \cdot f_{ck} + 8\text{-Mpa}} \quad E_{cm} = 30440.76562\text{-Mpa} \quad (\text{Modulo el. secante})$$

$$\alpha_e := \frac{E_s}{E_{cm}} \quad \alpha_e = 6.89864$$

$$n := 15$$

$$J_1 := \frac{B \cdot H^3}{12} + n \cdot (A_{st} + A_{sc}) \cdot \left(\frac{H - 2 \cdot C}{2} \right)^2$$

$$J_1 = 18014431.95\text{-cm}^4 \quad (\text{Momento di inerzia sezione non fessurata, interamente reagente})$$

$$x := n \cdot \frac{A_{st} + A_{sc}}{B} \left[-1 + \sqrt{1 + 2 \cdot \frac{B \cdot (A_{st} \cdot h + A_{sc} \cdot C)}{n \cdot (A_{st} + A_{sc})^2}} \right] \quad x = 29.59729 \cdot \text{cm}$$

$$J_n := \frac{B \cdot x^3}{3} + n \cdot A_{sc} \cdot (x - C)^2 + n \cdot A_{st} \cdot (h - x)^2$$

$$\sigma_s := n \cdot \frac{M_{deserc}}{J_n} \cdot (h - x) \quad \sigma_s = 232.68285 \cdot \text{Mpa} \quad (\text{Tensione nelle barre indotta dal momento di esercizio } M_e \text{ applicato alla sezione fessurata})$$

$$h_{eff} := \min \left[2.5 \cdot (H - h), \frac{H - x}{3}, \frac{H}{2} \right] \quad h_{eff} = 15.5 \cdot \text{cm}$$

$$B_{eff} := B$$

$$A_{clsefficace} := B_{eff} \cdot h_{eff} \quad A_{clsefficace} = 1550 \cdot \text{cm}^2$$

$$\rho_{peff} := \frac{A_{st}}{A_{clsefficace}} \quad \rho_{peff} = 0.02919$$

$$S_{max} := 3.4 \cdot c + \frac{0.425 K_1 \cdot K_2 \cdot \phi_{tесе}}{\rho_{peff}} \quad S_{max} = 30.97878 \cdot \text{cm} \quad (\text{Distanza fra due fessure successive})$$

$$\epsilon_{sm} := \frac{\sigma_s - K_t \cdot \frac{f_{cteff}}{\rho_{peff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{peff})}{E_s} \quad (\text{Dilatazione media barre di armatura})$$

$$\epsilon_{sm} = 0.0008$$

$$R := 0.4 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \quad R = 0.00044 \quad (\text{Parametro di controllo: } \epsilon_{sm} \text{ deve essere } > R)$$

$$\epsilon_{sm,max} := \max(\epsilon_{sm}, R) \quad \epsilon_{sm,max} = 0.0008$$

$$W_{kEC2} := \epsilon_{sm,max} \cdot S_{max} \quad W_{kEC2} = 0.24747 \cdot \text{mm}$$

7.4.2. Verifica delle tensioni di esercizio

Le verifiche delle tensioni del calcestruzzo in esercizio si eseguono per la condizione di carico Quasi Permanente e Rara, verificando rispettivamente che le tensioni di lavoro siano inferiori ai seguenti limiti:

per la condizione QP si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$;

per la condizione rara si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$, mentre quelle dell'acciaio $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$

Per la soletta superiore il calcestruzzo C28/35 è caratterizzato dai seguenti limiti:

Tensione massima di compressione (Comb. Rara):

$$\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck} \quad \boxed{17.43} \text{ N/mm}^2$$

Tensione massima di compressione (Comb. Quasi Permanente):

$$\sigma_c = 0.45 \cdot f_{ck} \quad \boxed{13.07} \text{ N/mm}^2$$

Per la soletta superiore il calcestruzzo C25/30 è caratterizzato dai seguenti limiti:

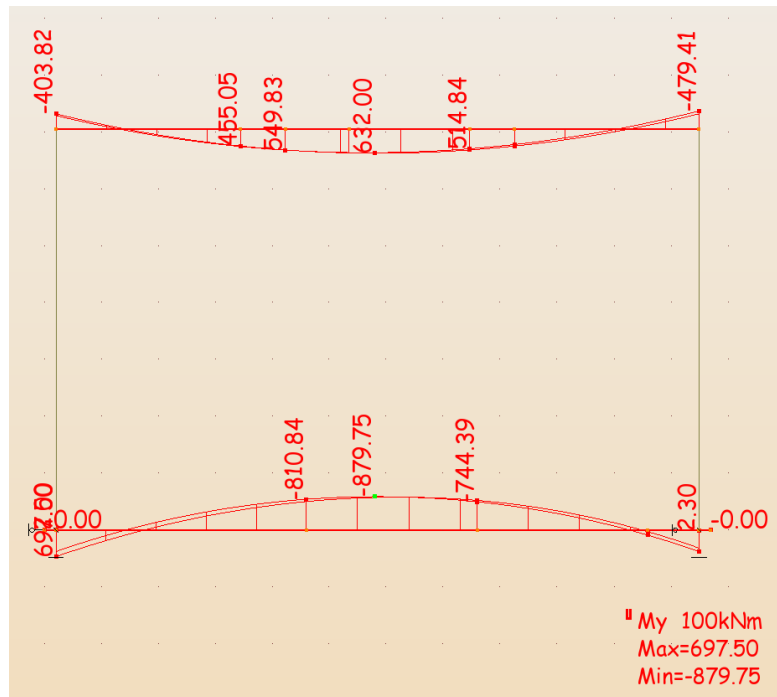
Tensione massima di compressione (Comb. Rara):

$$\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck} \quad \boxed{14.94} \text{ N/mm}^2$$

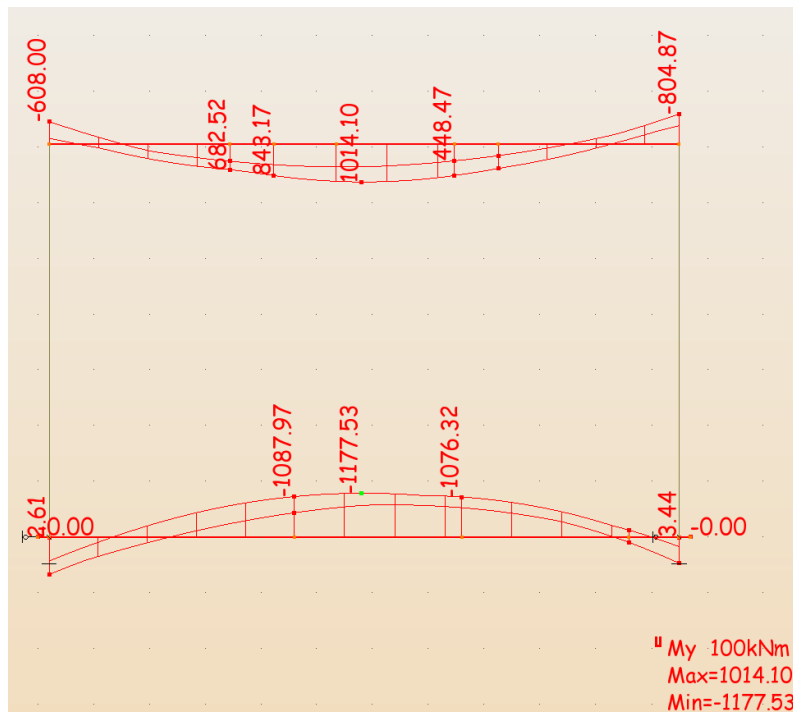
Tensione massima di compressione (Comb. Quasi Permanente):

$$\sigma_c = 0.45 \cdot f_{ck} \quad \boxed{11.21} \text{ N/mm}^2$$

L'involuppo dei momenti flettenti nella combinazioni QP risultano:



L'involuppo dei momenti flettenti nelle combinazioni rara risultano:



La tensione di esercizio nella soletta superiore nell'involuppo delle combinazioni QP risulta:

Titolo: TENSIONE ESERCIZIO CLS SOLETTA SUPERIORE QP

N° figure elementari: 1 N° strati barre: 2

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	110	1	38.01	5
			2	41.63	105

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
 M_{Ed}: 0 kNm
 M_{xEd}: 0
 M_{yEd}: 0

Materiali: B450C C28/35

ε_{su}: 67.5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
 f_{yd}: 391.3 N/mm² ε_{cu}: 3.5 ‰
 E_s: 200'000 N/mm² f_{cd}: 15.87
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
 ε_{syd}: 1.957 ‰ σ_{c,adm}: 11
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.6667
 τ_{c1}: 1.971

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
 Coord. [cm]: xN: 0, yN: 0

Metodo di calcolo: S.L.U.+, S.L.U.-, Metodo n

σ_c: -3.597 N/mm²
 σ_s: 156.4 N/mm²
 ε_s: 0.7822 ‰
 d: 105 cm
 x: 26.93 x/d: 0.2564
 δ: 0.7606

N° iterazioni: 4

Precompresso

$\sigma_{c(Q.P.)} = 3.597 \text{ N/mm}^2$ inferiore al valore limite pari a $\sigma_c = 13.07 \text{ N/mm}^2$

La tensione di esercizio nella soletta inferiore nell'involuppo delle combinazioni QP risulta:

Titolo: TENSIONI ESERCIZIO SOLETTA INFERIORE QP

N° figure elementari: 1 N° strati barre: 2

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	120	1	45.24	5
			2	38.01	115

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
 M_{Ed}: 0 kNm
 M_{xEd}: -879.75
 M_{yEd}: 0

Materiali: B450C C25/30

ε_{su}: 67.5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
 f_{yd}: 391.3 N/mm² ε_{cu}: 3.5 ‰
 E_s: 200'000 N/mm² f_{cd}: 14.17
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
 ε_{syd}: 1.957 ‰ σ_{c,adm}: 9.75
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.6
 τ_{c1}: 1.829

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
 Coord. [cm]: xN: 0, yN: 0

Metodo di calcolo: S.L.U.+, S.L.U.-, Metodo n

σ_c: -4.232 N/mm²
 σ_s: 182.9 N/mm²
 ε_s: 0.9146 ‰
 d: 115 cm
 x: 29.63 x/d: 0.2576
 δ: 0.762

N° iterazioni: 4

Precompresso

$\sigma_{c(Q.P.)} = 4.232 \text{ N/mm}^2$ inferiore al valore limite pari a $\sigma_c = 11.21 \text{ N/mm}^2$

La tensione di esercizio nella soletta superiore nell'involuppo delle combinazioni rara risulta:

Verifica C.A. S.L.U. - File: TENSIONE ESERCIZIO SOLETTA SUPERIORE COMB RARA

Titolo: TENSIONE ESERCIZIO CLS SOLETTA SUPERIORE RARA

N° figure elementari: 1 N° strati barre: 2

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	110	1	38.01	5
			2	45.24	105

Sollecitazioni: S.L.U. / Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
M_{xEd}: 0 kNm
M_{yEd}: 0 kNm

P.to applicazione N: Centro

Metodo di calcolo: S.L.U. / Metodo n

Materiali: B450C / C28/35

ϵ_{su} : 67.5 ‰ ϵ_{c2} : 2 ‰
 f_{yd} : 391.3 N/mm² ϵ_{cu} : 3.5 ‰
 E_s : 200'000 N/mm² f_{cd} : 15.87 N/mm²
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0.8
 ϵ_{syd} : 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 11 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0.6667 τ_{c1} : 1.971

σ_c : -5.612 N/mm²
 σ_s : 231.7 N/mm²
 ϵ_s : 1.158 ‰
 d: 105 cm
 x: 27.98 x/d: 0.2665
 δ : 0.7732

Verifica N° iterazioni: 4 Precompresso

σ_c (Rara.) = 5.612 N/mm² inferiore al valore limite pari a $\sigma_c = 17.43$ N/mm²

σ_s RARA max = 231.7 N/mm² < 0.8 $f_{yk} = 360$ N/mm²

La tensione di esercizio nella soletta inferiore nell'involuppo delle combinazioni rara risulta:

Verifica C.A. S.L.U. - File: TENSIONE ESERCIZIO SOLETTA INFERIORE COMB RARA

Titolo: TENSIONI ESERCIZIO SOLETTA INFERIORE RARA

N° figure elementari: 1 N° strati barre: 2

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	120	1	45.24	5
			2	38.01	115

Sollecitazioni: S.L.U. / Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
M_{xEd}: 0 kNm
M_{yEd}: -1177.53 kNm

P.to applicazione N: Centro

Metodo di calcolo: S.L.U. / Metodo n

Materiali: B450C / C25/30

ϵ_{su} : 67.5 ‰ ϵ_{c2} : 2 ‰
 f_{yd} : 391.3 N/mm² ϵ_{cu} : 3.5 ‰
 E_s : 200'000 N/mm² f_{cd} : 14.17 N/mm²
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0.8
 ϵ_{syd} : 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 9.75 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0.6 τ_{c1} : 1.829

σ_c : -5.665 N/mm²
 σ_s : 244.8 N/mm²
 ϵ_s : 1.224 ‰
 d: 115 cm
 x: 29.63 x/d: 0.2576
 δ : 0.762

Verifica N° iterazioni: 4 Precompresso

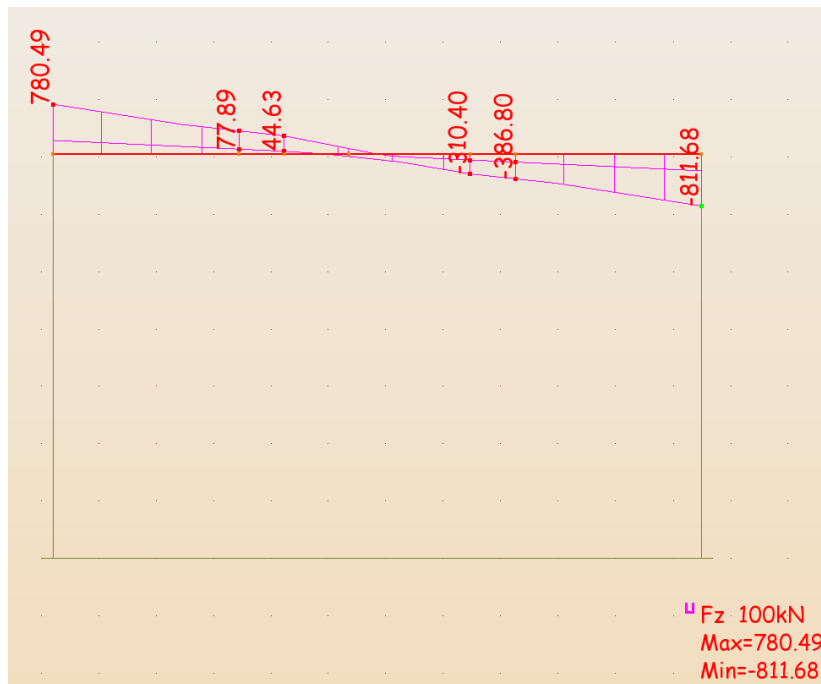
σ_c (Rara.) = 5.665 N/mm² inferiore al valore limite pari a $\sigma_c = 14.94$ N/mm²

σ_s RARA max = 244.8 N/mm² < 0.8 $f_{yk} = 360$ N/mm²

Verifiche allo stato limite ultimo per taglio

7.4.2.1 Soletta superiore attacco piedritto

Sollecitazione di taglio allo SLU:



Si riporta la verifica a taglio:

VERIFICA A TAGLIO DI UNA SEZIONE IN C.A. (NTC2008)

$$t := 1000\text{-kgf} \quad \text{Mpa} := \frac{1\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{daN} := 10\text{-N} \quad \text{N} := 400000\text{-kgf}$$

$$V_{sd} := 81.17\text{-t} \quad (\text{Taglio sollecitante di calcolo})$$

$$R_{ck} := 35\text{-Mpa} \quad (\text{resistenza cilindrica del cls in N/mm}^2)$$

$$f_{ck} := 0.83 \cdot R_{ck} \quad f_{ck} = 29.05\text{-MPa}$$

$\gamma_c := 1.5$ (coefficiente di sicurezza parziale calcesruzzo)

$f_{yk} := 450 \cdot \text{Mpa}$ $\gamma_s := 1.15$

$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$ $f_{yd} = 391.30 \cdot \text{MPa}$

$\alpha_{cc} := 0.85$

$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$ $f_{cd} = 16.46 \cdot \text{MPa}$

$H_w := 110 \cdot \text{cm}$ (Altezza sezione trave)

$b_w := 100 \cdot \text{cm}$ (Larghezza minima sezione trave)

$c_w := 5 \cdot \text{cm}$ (Copriferro) $c = 5.00 \cdot \text{cm}$

$d := H - c$ $d = 105.00 \cdot \text{cm}$

VERIFICA PER ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO

$k_1 := 1 \cdot \frac{\text{mm}}{\text{mm}} + \left(\frac{200 \cdot \text{mm}}{d} \right)^{\frac{1}{2}}$ (Valore che deve essere inferiore od uguale a 2)

$k := \min(k_1, 2)$ $k = 1.44$

$v_{\min} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} \cdot (\text{MPa})^{\frac{1}{2}}$ $v_{\min} = 0.32 \cdot \text{MPa}$

$A_{sl} := 45.20 \cdot \text{cm}^2$ (Area tot dell'armatura tesa)

$\rho_1 := \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d}$ $\rho_1 = 0.00$

$N_{ED} := 0 \cdot \text{t}$ (Sforzo normale medio di compressione)

$A_c := H \cdot b_w$ $A_c = 11000.00 \cdot \text{cm}^2$

$\sigma_{cp} := \frac{N_{ED}}{A_c}$ $\sigma_{cp} = 0.00 \cdot \text{MPa}$

$R_w := (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$ $R = 34772.75 \cdot \text{kgf}$

$$V_{Rd1} := \left[\frac{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot (MPa)^{\frac{2}{3}}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd1} = 42.84 \cdot t$$

(SFORZO DI TAGLIO RESISTENTE IN ASSENZA DI ARMATURE A TAGLIO)

$$R_{\text{risultato}} := \begin{cases} \text{"SEZIONE VERIFICATA SENZA ARMATURA A TAGLIO"} & \text{if } V_{sd} < V_{Rd1} \\ \text{"OCCORRE ARMATURA A TAGLIO"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$R_{\text{risultato}} = \text{"OCCORRE ARMATURA A TAGLIO"}$$

VERIFICA PER ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO (EFFETTIVAMENTE DISPOSTA)

$$A_{s, \text{eff}} := 4.52 \cdot \text{cm}^2 \quad (\text{Area sezione singola staffa disposta a passo } s \text{ completa di tutte le braccia})$$

$$s := 40 \cdot \text{cm} \quad (\text{Passo staffe REALMENTE IMPIEGATO})$$

$$\nu := 0.5$$

$$N_{ED} := 0 \cdot t \quad (\text{Sforzo normale medio di compressione})$$

$$\sigma_{cp} := \frac{N_{ED}}{A_c} \quad \sigma_{cp} = 0.00 \cdot \text{Mpa}$$

$$\alpha_c := \begin{cases} 1 & \text{if } N_{ED} \leq 0 \\ 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} & \text{if } 0 \leq \sigma_{cp} \leq 0.25 \cdot f_{cd} \\ 1.25 & \text{if } 0.25 \cdot f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0.5 \cdot f_{cd} \\ 2.5 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}\right) & \text{if } 0.5 \cdot f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq f_{cd} \end{cases}$$

(N.B. La resistenza lato cls si incrementa fino al 25% per compressione fino al 50% di f_{cd} , superata la quale la resistenza decresce fino al valore nullo per compressione = f_{cd})

$$\alpha_c = 1.00$$

$$f_{1cd} := 0.5 \cdot f_{cd}$$

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

$$V_{Rsd}(\theta) = 105.46 \cdot t \quad (\text{Resistenza lato armature})$$

$$V_{Rcd}(\theta) := \frac{0.9 d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{1cd} (\cotg(\alpha) + \cotg(\theta))}{(1 + \cotg(\theta))^2}$$

$$V_{Rcd}(\theta) = 275.48 \cdot t \quad (\text{Resistenza lato cls})$$

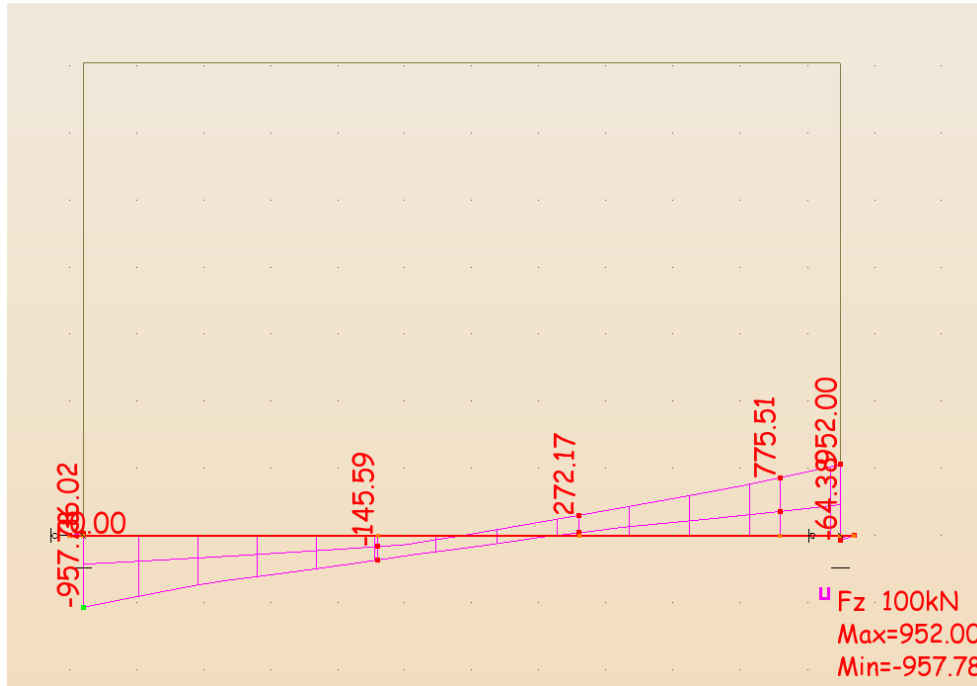
$$\text{Verifica} := \begin{cases} \text{"SODDISFATTA"} & \text{if } V_{sd} < \min(V_{Rsd}(\theta), V_{Rcd}(\theta)) \\ \text{"NON SODDISFATTA"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

Verifica = "SODDISFATTA"

La verifica a taglio risulta soddisfatta considerando staffe a due bracci $\phi 12/40$

7.4.2.2 Soletta inferiore attacco piedritto

Sollecitazione di taglio allo SLU:



Si riporta la verifica a taglio:

**VERIFICA A TAGLIO DI UNA SEZIONE IN C.A.
 (NTC2008)**

$t := 1000\text{-kgf}$ $\text{Mpa} := \frac{1\text{N}}{\text{mm}^2}$ $\text{daN} := 10\text{-N}$ $\text{N} := 400000\text{-kgf}$

$V_{sd} := 95.78\text{-t}$ (Taglio sollecitante di calcolo)

$R_{ck} := 30\text{-Mpa}$ (resistenza cilindrica del cls in N/mm²)

$f_{ck} := 0.83 \cdot R_{ck}$ $f_{ck} = 24.90\text{-MPa}$

$\gamma_c := 1.5$ (coefficiente di sicurezza parziale calcesruzzo)

$f_{yk} := 450 \cdot \text{Mpa}$ $\gamma_s := 1.15$

$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$ $f_{yd} = 391.30 \cdot \text{MPa}$

$\alpha_{cc} := 0.85$

$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$ $f_{cd} = 14.11 \cdot \text{MPa}$

$H_w := 120 \cdot \text{cm}$ (Altezza sezione trave)

$b_w := 100 \cdot \text{cm}$ (Larghezza minima sezione trave)

$c_w := 5 \cdot \text{cm}$ (Copriferro) $c = 5.00 \cdot \text{cm}$

$d := H - c$ $d = 115.00 \cdot \text{cm}$

VERIFICA PER ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO

$k_1 := 1 \cdot \frac{\text{mm}}{\text{mm}} + \left(\frac{200 \cdot \text{mm}}{d} \right)^{\frac{1}{2}}$ (Valore che deve essere inferiore od uguale a 2)

$k := \min(k_1, 2)$ $k = 1.42$

$v_{\min} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} \cdot (\text{MPa})^{\frac{1}{2}}$ $v_{\min} = 0.29 \cdot \text{MPa}$

$A_{sl} := 45.20 \cdot \text{cm}^2$ (Area tot dell'armatura tesa)

$\rho_1 := \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d}$ $\rho_1 = 0.00$

$N_{ED} := 0 \cdot \text{t}$ (Sforzo normale medio di compressione)

$A_c := H \cdot b_w$ $A_c = 12000.00 \cdot \text{cm}^2$

$\sigma_{cp} := \frac{N_{ED}}{A_c}$ $\sigma_{cp} = 0.00 \cdot \text{MPa}$

$$R_{\text{vw}} := (v_{\text{min}} + 0.15 \cdot \sigma_{\text{cp}}) \cdot b_w \cdot d \quad R = 34547.20 \cdot \text{kgf}$$

$$V_{\text{Rd1}} := \left[\frac{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{\text{ctk}})^{\frac{1}{3}} \cdot (\text{MPa})^{\frac{2}{3}}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{\text{cp}} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{\text{Rd1}} = 42.65 \cdot \text{t} \quad (\text{SFORZO DI TAGLIO RESISTENTE IN ASSENZA DI ARMATURE A TAGLIO})$$

$$R_{\text{risultato}} := \begin{cases} \text{"SEZIONE VERIFICATA SENZA ARMATURA A TAGLIO"} & \text{if } V_{\text{sd}} < V_{\text{Rd1}} \\ \text{"OCCORRE ARMATURA A TAGLIO"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$R_{\text{risultato}} = \text{"OCCORRE ARMATURA A TAGLIO"}$$

VERIFICA PER ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO (EFFETTIVAMENTE DISPOSTA)

$$A_{\text{sv}} := 4.52 \cdot \text{cm}^2 \quad (\text{Area sezione singola staffa disposta a passo } s \text{ completa di tutte le braccia})$$

$$s := 40 \cdot \text{cm} \quad (\text{Passo staffe REALMENTE IMPIEGATO})$$

$$\nu := 0.5$$

$$N_{\text{ED}} := 0 \cdot \text{t} \quad (\text{Sforzo normale medio di compressione})$$

$$\sigma_{\text{cp}} := \frac{N_{\text{ED}}}{A_c} \quad \sigma_{\text{cp}} = 0.00 \cdot \text{Mpa}$$

$$\alpha_c := \begin{cases} 1 & \text{if } N_{\text{ED}} \leq 0 \\ 1 + \frac{\sigma_{\text{cp}}}{f_{\text{cd}}} & \text{if } 0 \leq \sigma_{\text{cp}} \leq 0.25 \cdot f_{\text{cd}} \\ 1.25 & \text{if } 0.25 \cdot f_{\text{cd}} \leq \sigma_{\text{cp}} \leq 0.5 \cdot f_{\text{cd}} \\ 2.5 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{\text{cp}}}{f_{\text{cd}}} \right) & \text{if } 0.5 \cdot f_{\text{cd}} \leq \sigma_{\text{cp}} \leq f_{\text{cd}} \end{cases}$$

(N.B. La resistenza lato cls si incrementa fino al 25% per compressione fino al 50% di fcd, superata la quale la resistenza decresce fino al valore nullo per compressione = fcd)

$$\alpha_c = 1.00$$

$$f_{1\text{cd}} := 0.5 \cdot f_{\text{cd}}$$

$$V_{Rsd}(\theta) := 0.9f_{yd} \cdot \frac{A_{stW}}{s} \cdot d \cdot (\cotg(\alpha) + \cotg(\theta)) \cdot \sin(\alpha)$$

$$V_{Rsd}(\theta) = 115.51 \cdot t \quad (\text{Resistenza lato armature})$$

$$V_{Rcd}(\theta) := \frac{0.9d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{1cd} (\cotg(\alpha) + \cotg(\theta))}{(1 + \cotg(\theta))^2}$$

$$V_{Rcd}(\theta) = 258.62 \cdot t \quad (\text{Resistenza lato cls})$$

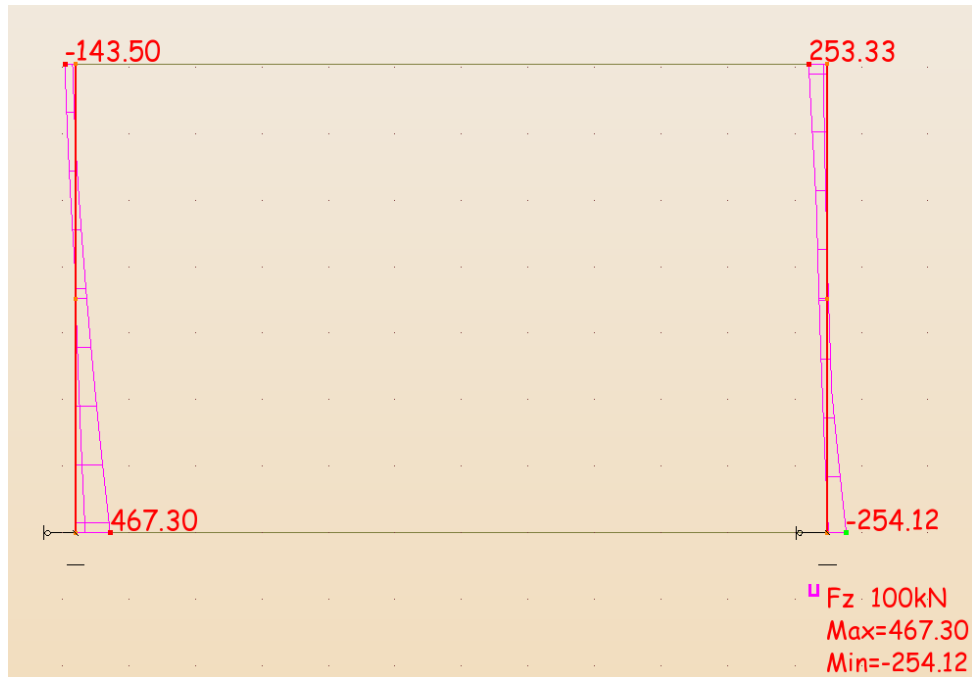
$$\text{Verifica} := \begin{cases} \text{"SODDISFATTA"} & \text{if } V_{sd} < \min(V_{Rsd}(\theta), V_{Rcd}(\theta)) \\ \text{"NON SODDISFATTA"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

Verifica = "SODDISFATTA"

La verifica a taglio risulta soddisfatta considerando staffe a quattro bracci $\phi 12/40$

7.4.2.3 Piedritto attacco soletta inferiore

La sollecitazione massima di taglio allo SLU sui piedritti è data da:



La verifica al taglio all'attacco con la soletta inferiore risulta quindi:

VERIFICA A TAGLIO DI UNA SEZIONE IN C.A. (NTC2008)

t := 1000·kgf Mpa := $\frac{1\text{N}}{\text{mm}^2}$ daN := 10·N $\underline{\underline{N}} := 400000\text{-kgf}$

$V_{sd} := 46.73\text{-t}$ (Taglio sollecitante di calcolo)

$R_{ck} := 35\text{-Mpa}$ (resistenza cilindrica del cls in N/mm²)

$f_{ck} := 0.83 \cdot R_{ck}$ $f_{ck} = 29.05\text{-MPa}$

$\gamma_c := 1.5$ (coefficiente di sicurezza parziale calcesruzzo)

$f_{yk} := 450\text{-Mpa}$ $\gamma_s := 1.15$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad f_{yd} = 391.30 \cdot \text{MPa}$$

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad f_{cd} = 16.46 \cdot \text{MPa}$$

$$H := 100 \cdot \text{cm} \quad (\text{Altezza sezione trave})$$

$$b_w := 100 \cdot \text{cm} \quad (\text{Larghezza minima sezione trave})$$

$$c := 5 \cdot \text{cm} \quad (\text{Copriferro}) \quad c = 5.00 \cdot \text{cm}$$

$$d := H - c \quad d = 95.00 \cdot \text{cm}$$

VERIFICA PER ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO

$$k_1 := 1 \cdot \frac{\text{mm}}{\text{mm}} + \left(\frac{200 \cdot \text{mm}}{d} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (\text{Valore che deve essere inferiore od uguale a 2})$$

$$k := \min(k_1, 2) \quad k = 1.46$$

$$v_{\min} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} \cdot (\text{MPa})^{\frac{1}{2}} \quad v_{\min} = 0.33 \cdot \text{MPa}$$

$$A_{s1} := 45.20 \cdot \text{cm}^2 \quad (\text{Area tot dell'armatura tesa})$$

$$\rho_1 := \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} \quad \rho_1 = 0.00$$

$$N_{ED} := 0 \cdot \text{t} \quad (\text{Sforzo normale medio di compressione})$$

$$A_c := H \cdot b_w \quad A_c = 10000.00 \cdot \text{cm}^2$$

$$\sigma_{cp} := \frac{N_{ED}}{A_c} \quad \sigma_{cp} = 0.00 \cdot \text{MPa}$$

$$R := (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad R = 32199.69 \cdot \text{kgf}$$

$$V_{Rd1} := \left[\frac{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot (MPa)^{\frac{2}{3}}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd1} = 40.70 \cdot t$$

(SFORZO DI TAGLIO RESISTENTE IN ASSENZA DI ARMATURE A TAGLIO)

$$R_{\text{risultato}} := \begin{cases} \text{"SEZIONE VERIFICATA SENZA ARMATURA A TAGLIO"} & \text{if } V_{sd} < V_{Rd1} \\ \text{"OCCORRE ARMATURA A TAGLIO"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$R_{\text{risultato}} = \text{"OCCORRE ARMATURA A TAGLIO"}$$

VERIFICA PER ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO (EFFETTIVAMENTE DISPOSTA)

$$A_{sww} := 4.52 \cdot \text{cm}^2 \quad (\text{Area sezione singola staffa disposta a passo } s \text{ completa di tutte le braccia})$$

$$s_w := 40 \cdot \text{cm} \quad (\text{Passo staffe REALMENTE IMPIEGATO})$$

$$\nu := 0.5$$

$$N_{ED} := 0 \cdot t \quad (\text{Sforzo normale medio di compressione})$$

$$\sigma_{cp} := \frac{N_{ED}}{A_c} \quad \sigma_{cp} = 0.00 \cdot \text{Mpa}$$

$$\alpha_c := \begin{cases} 1 & \text{if } N_{ED} \leq 0 \\ 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} & \text{if } 0 \leq \sigma_{cp} \leq 0.25 \cdot f_{cd} \\ 1.25 & \text{if } 0.25 \cdot f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0.5 \cdot f_{cd} \\ 2.5 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} \right) & \text{if } 0.5 \cdot f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq f_{cd} \end{cases}$$

$$\alpha_c = 1.00$$

(N.B. La resistenza lato cls si incrementa fino al 25% per compressione fino al 50% di fcd, superata la quale la resistenza decresce fino al valore nullo per compressione = fcd)

$$f_{1cd} := 0.5 \cdot f_{cd}$$

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

$$V_{Rsd}(\theta) = 95.42 \cdot t \quad (\text{Resistenza lato armature})$$

$$V_{Rcd}(\theta) := \frac{0.9 d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{1cd} (\cotg(\alpha) + \cotg(\theta))}{(1 + \cotg(\theta))^2}$$

$$V_{Rcd}(\theta) = 249.25 \cdot t \quad (\text{Resistenza lato cls})$$

$$\text{Verifica} := \begin{cases} \text{"SODDISFATTA"} & \text{if } V_{sd} < \min(V_{Rsd}(\theta), V_{Rcd}(\theta)) \\ \text{"NON SODDISFATTA"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

Verifica = "SODDISFATTA"

La verifica a taglio risulta soddisfatta considerando staffe a quattro bracci $\phi 12/40$

7.4.2.4 Piedritto attacco soletta superiore

VERIFICA A TAGLIO DI UNA SEZIONE IN C.A. (NTC2008)

$$t := 1000 \cdot \text{kgf} \quad \text{Mpa} := \frac{1\text{N}}{2 \text{mm}^2} \quad \text{daN} := 10 \cdot \text{N} \quad \text{N} := 400000 \cdot \text{kgf}$$

$$V_{sd} := 25.33 \cdot t \quad (\text{Taglio sollecitante di calcolo})$$

$$R_{ck} := 35 \cdot \text{Mpa} \quad (\text{resistenza cilindrica del cls in N/mm}^2)$$

$$f_{ck} := 0.83 \cdot R_{ck} \quad f_{ck} = 29.05 \cdot \text{MPa}$$

$$\gamma_c := 1.5 \quad (\text{coefficiente di sicurezza parziale calcesruzzo})$$

$$f_{yk} := 450 \cdot \text{Mpa} \quad \gamma_s := 1.15$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad f_{yd} = 391.30 \cdot \text{MPa}$$

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad f_{cd} = 16.46 \cdot \text{MPa}$$

$$H := 100 \cdot \text{cm} \quad (\text{Altezza sezione trave})$$

$$b_w := 100 \cdot \text{cm} \quad (\text{Larghezza minima sezione trave})$$

$$c := 5 \cdot \text{cm} \quad (\text{Copriferro}) \quad c = 5.00 \cdot \text{cm}$$

$$d := H - c \quad d = 95.00 \cdot \text{cm}$$

VERIFICA PER ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO

$$k_1 := 1 \cdot \frac{\text{mm}}{\text{mm}} + \left(\frac{200 \cdot \text{mm}}{d} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (\text{Valore che deve essere inferiore od uguale a } 2)$$

$$k := \min(k_1, 2) \quad k = 1.46$$

$$v_{\min} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} \cdot (\text{MPa})^{\frac{1}{2}} \quad v_{\min} = 0.33 \cdot \text{MPa}$$

$$A_{s1} := 45.20 \cdot \text{cm}^2 \quad (\text{Area tot dell'armatura tesa})$$

$$\rho_1 := \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} \quad \rho_1 = 0.00$$

$$N_{ED} := 0 \cdot \text{t} \quad (\text{Sforzo normale medio di compressione})$$

$$A_c := H \cdot b_w \quad A_c = 10000.00 \cdot \text{cm}^2$$

$$\sigma_{cp} := \frac{N_{ED}}{A_c} \quad \sigma_{cp} = 0.00 \cdot \text{MPa}$$

$$R := (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad R = 32199.69 \cdot \text{kgf}$$

$$V_{Rd1} := \left[\frac{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ctk})^{\frac{1}{3}} \cdot (MPa)^{\frac{2}{3}}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd1} = 40.70 \cdot t$$

(SFORZO DI TAGLIO RESISTENTE IN ASSENZA DI ARMATURE A TAGLIO)

$$R_{\text{risultato}} := \begin{cases} \text{"SEZIONE VERIFICATA SENZA ARMATURA A TAGLIO"} & \text{if } V_{sd} < V_{Rd1} \\ \text{"OCCORRE ARMATURA A TAGLIO"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$R_{\text{risultato}} = \text{"SEZIONE VERIFICATA SENZA ARMATURA A TAGLIO"}$$

La verifica a taglio risulta soddisfatta senza necessità di prevedere armatura per il taglio.

7.4.3. Armatura di ripartizione dello scatolare

L'armatura di ripartizione nelle solette e nelle pareti dello scatolare (direzione y) viene posta in misura non inferiore al 20% dell'armatura principale (direzione x) (EC2 § 9.3).

L'armatura di ripartizione viene disposta non uniformemente, ma leggermente maggiorata nei punti in cui è maggiore anche l'armatura principale, punti in cui, peraltro, risultano maggiori le sollecitazioni trasversali alla luce di calcolo dello scatolare. Ad esempio, l'armatura di ripartizione viene posta in quantità maggiore all'intradosso della sezione di mezzera della soletta superiore che è il punto dove si hanno i maggiori momenti secondari dovuti ai carichi mobili stradali ed alla sovrastruttura stradale (gli unici carichi non uniformemente distribuiti sulla larghezza dello scatolare e quindi gli unici carichi che danno azioni flessionali trasversali). Essendo tali carichi ubicati al centro dello scatolare, essi generano azioni flessionali che tendono le fibre poste all'intradosso, dove viene appunto incrementata l'armatura di ripartizione.

Semplici valutazioni consentono di provare che l'armatura di ripartizione pari al 20% della principale è sicuramente sufficiente per assorbire le azioni flessionali trasversali secondarie, ovvero nella direzione ortogonale a quella di massima inflessione della soletta.

Come già osservato la massima azione flessionale secondaria si ha nella soletta superiore, perché solo qui sono applicate azioni non uniformemente distribuite su un intero elemento strutturale; tali azioni localizzate sono i carichi mobili stradali ed il peso della sovrastruttura.

Schematizzando, la soletta superiore come una lastra infinitamente lunga in direzione y, appoggiata sui bordi distanti $l_x = (1.00/2 + 10.30 + 1.00/2)m = 11.30m$, si valuta con l'ausilio di risultati tabellati (formule di BITTNER, vedi Allegato A) il massimo momento flettente in direzione y sotto l'effetto di una fascia caricata di

larghezza $t_y=11.27$ m (larghezza caricata) per i carichi permanenti e variabili, e di lunghezza $t_{x-var} = 4.21$ m (lunghezza di diffusione longitudinale dei carichi da traffico) per i carichi variabili, mentre per i carichi permanenti $t_{x-perm} = 11.20$ m.

Contributo dei carichi permanenti:

$$p_{perm} = 22.00 \cdot 0.50 + 20.00 \cdot 1.32 = 37.40 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{perm-SLU} = 22.00 \cdot 0.50 \cdot 1.35 + 20.00 \cdot 1.32 \cdot 1.35 = 50.49 \text{ kN/m}^2$$

$$P = p \cdot t_y \cdot l_x = 37.40 \cdot 11.20 \cdot 11.27 = 4720.78 \text{ kN}$$

$$P_{SLU} = p_{SLU} \cdot t_y \cdot l_x = 6373.05 \text{ kN}$$

$$l_y = \infty \quad t_y/l_x = 1.01 \Rightarrow 1 \quad t_x/l_x = 1.00 \quad \alpha_{ym} = 0.0210$$

Il massimo momento trasversale risulta:

$$M_{ym;SLE} = \alpha_{ym} \cdot P = 99.00 \text{ kNm/m}$$

$$M_{ym,SLU} = \alpha_{ym} \cdot P_{SLU} = 133.83 \text{ kNm/m}$$

Contributo dei carichi variabili:

$$p_{var} = (600+400+200)/(11.27 \cdot 4.21) + 9 = 34.29 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{var-SLU} = 34.29 \cdot 1.35 = 46.29 \text{ kN/m}^2$$

$$P = p \cdot t_y \cdot l_x = 34.29 \cdot 11.27 \cdot 4.21 = 1626.95 \text{ kN}$$

$$P_{SLU} = p_{SLU} \cdot t_y \cdot l_x = 46.29 \cdot 11.27 \cdot 4.21 = 2196.31 \text{ kN}$$

$$l_y = \infty \quad t_y/l_x = 0.997 \Rightarrow 1 \quad t_x/l_x = 0.373 \quad \alpha_{ym} = 0.0312$$

Il massimo momento trasversale risulta:

$$M_{ym;SLE} = \alpha_{ym} \cdot P = 50.76 \text{ kNm/m}$$

$$M_{ym,SLU} = \alpha_{ym} \cdot P_{SLU} = 68.52 \text{ kNm/m}$$

Sollecitazioni totali:

$$M_{ym;SLE} = 149.76 \text{ kNm/m}$$

$$M_{ym,SLU} = 202.35 \text{ kNm/m}$$

Verifiche allo stato limite ultimo per flessione

Verifica C.A. S.L.U. - File: ARMATURA LONGITUDINALE DI RIPARTIZIONE

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo : Soletta superiore armatura longitudinale di ripartizione

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	110	1	10.27	5
			2	10.27	105

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Diagramma della sezione rettangolare con l'asse N (normale) e l'asse xN (orizzontale).

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 202.35 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N:
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipologia rottura: Lato acciaio - Acciaio snervato

M_{xRd} 418.7 kNm

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

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C C28/35

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 15.87
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 11
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6667
 τ_{c1} 1.971

σ_c -15.87 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 2.809 ‰
 ε_s 67.5 ‰
 d 105 cm
 x 4.194 x/d 0.03995
 δ 0.7

Disponendo come armatura di ripartizione in direzione longitudinale 1φ14/15 si verifica la sezione.

$$M_{Rd}/M_{Ed} = 417.4/202.35 = 2.06.$$

In Allegato B si riporta un prospetto illustrativo con i risultati tabellati per la determinazione delle sollecitazioni trasversali nelle piastre rettangolari appoggiate sui quattro lati caricate uniformemente su una zona rettangolare centrale (formule di BITTNER).

8. MURI AD "U"

8.1. GEOMETRIA DELLA STRUTTURA

La geometria della struttura è riportata nella figura seguente:

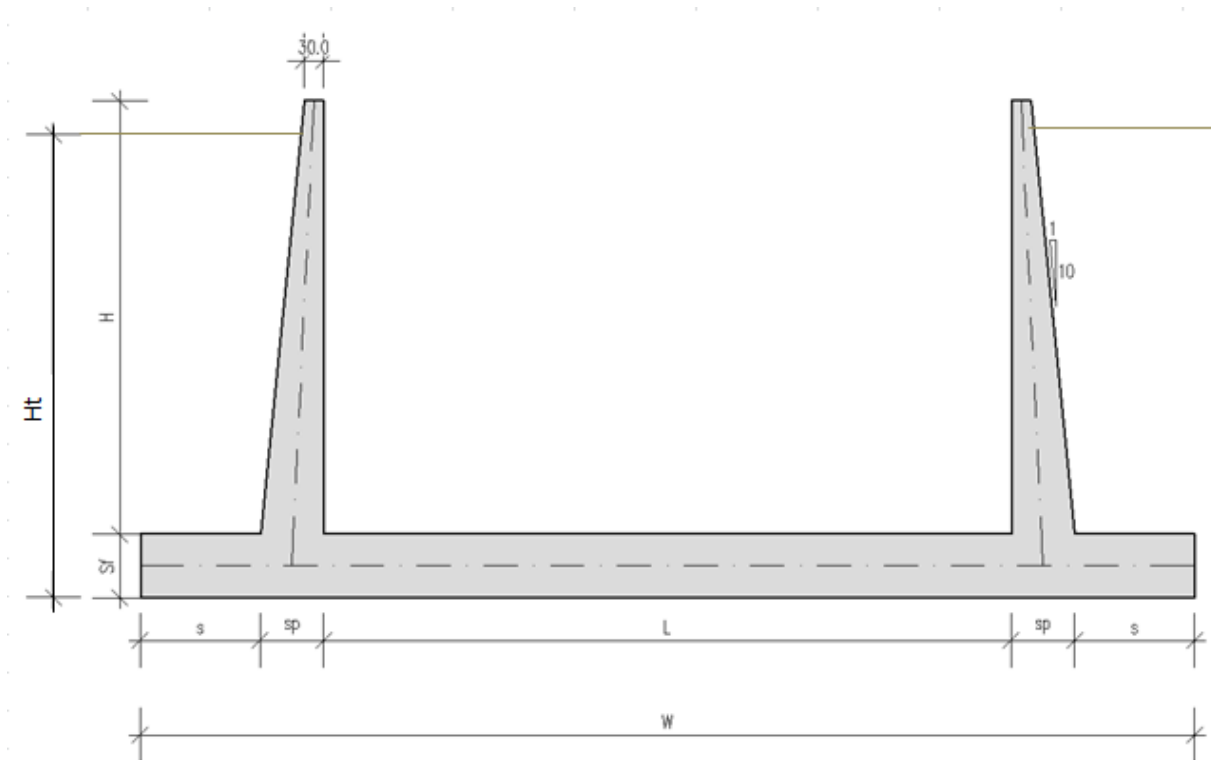


FIGURA 8.1.-1 – GEOMETRIA DELLA SEZIONE DEL MURO AD U

Ai fini del calcolo delle sollecitazioni è stata considerata la sezione più sfavorevole ovvero quella in cui il fronte di terreno è più alto e di conseguenza lo è anche il paramento verticale del muro:

$$s = 118 \text{ cm}$$

$$s_p = 102 \text{ cm}$$

$$s_f = 90 \text{ cm}$$

$$L = 1030 \text{ cm}$$

$$H = 685 \text{ cm}$$

Ht = 730 cm

8.2. PROGRAMMI DI CALCOLO UTILIZZATI

8.2.1. Autodesk® Robot™ Structural Analysis Professional 2012

Il calcolo della struttura viene condotto con il programma Autodesk® Robot™ Structural Analysis Professional 2012.

Gli elementi utilizzati per la modellazione dello schema statico della struttura sono i seguenti:

- Elemento tipo BEAM (trave e pilastri)
- Elemento tipo BOUNDARY (molla)

Il programma ROBOT applica il metodo degli elementi finiti a strutture di forma qualunque, diversamente caricate e vincolate, nell' ambito del comportamento lineare delle stesse.

8.2.2. Modellazione adottata

La struttura viene schematizzata attraverso un modello analitico agli elementi finiti. Si è assunto lo schema statico di un telaio ad "U". La mesh è composta da 21 beam elements e da 22 nodi (figure 2a e 2b).

Il suolo viene modellato facendo ricorso all'usuale artificio delle molle elastiche alla Winkler.

La caratteristica elastica della generica molla viene calcolata nel seguente modo:

- $W_s = K_s / (b t \times b l) =$ caratteristica elastica della generica molla

dove:

- $K_s =$ costante di sottofondo $[F/L^3]$
- $b t =$ interasse trasversale di competenza della generica molla
- $b l =$ interasse longitudinale di competenza della generica molla ($= 1.00$ m)

La costante di sottofondo del terreno di fondazione, è pari a:

$$K_s = 5000 \text{ kN/m}^3$$

Agli effetti delle caratteristiche geometriche delle varie aste si è quindi assunto:

- una sezione rettangolare $b \times h = 100 \times S_f$ cm per la soletta di fondazione
- una sezione rettangolare $b \times h = 100 \times S_p$ cm per i piedritti, dove S_p è stato assunto variabile per ogni tronchetto di asta in modo da simulare la sezione variabile.

Per le aste del reticolo si è assunto un modulo elastico del calcestruzzo pari a 31448 per la piastra di base

(C25/30) e un modulo elastico del calcestruzzo pari a 32588 N/mm per le pareti verticali (C28/35).

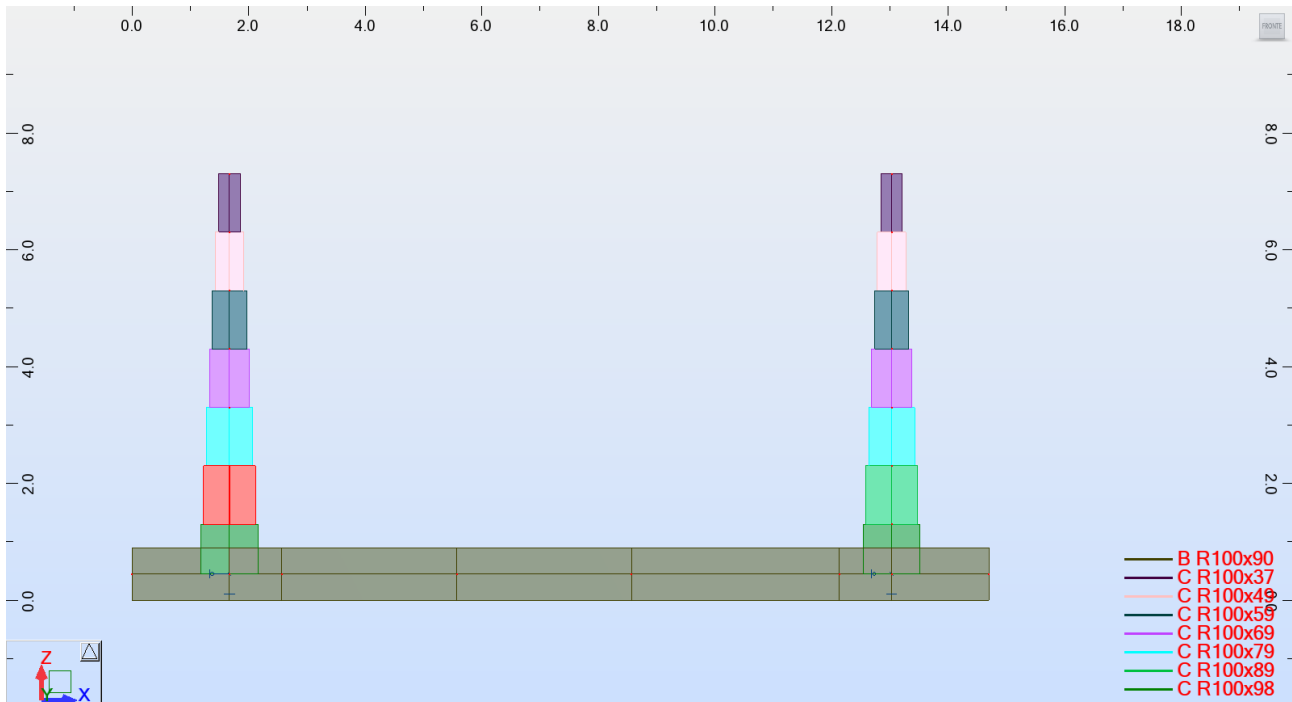


FIGURA 8.2.2-1 – MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

Lo schema statico della struttura e la relativa numerazione dei nodi e delle aste sono riportati nelle figure 2A, 3B.

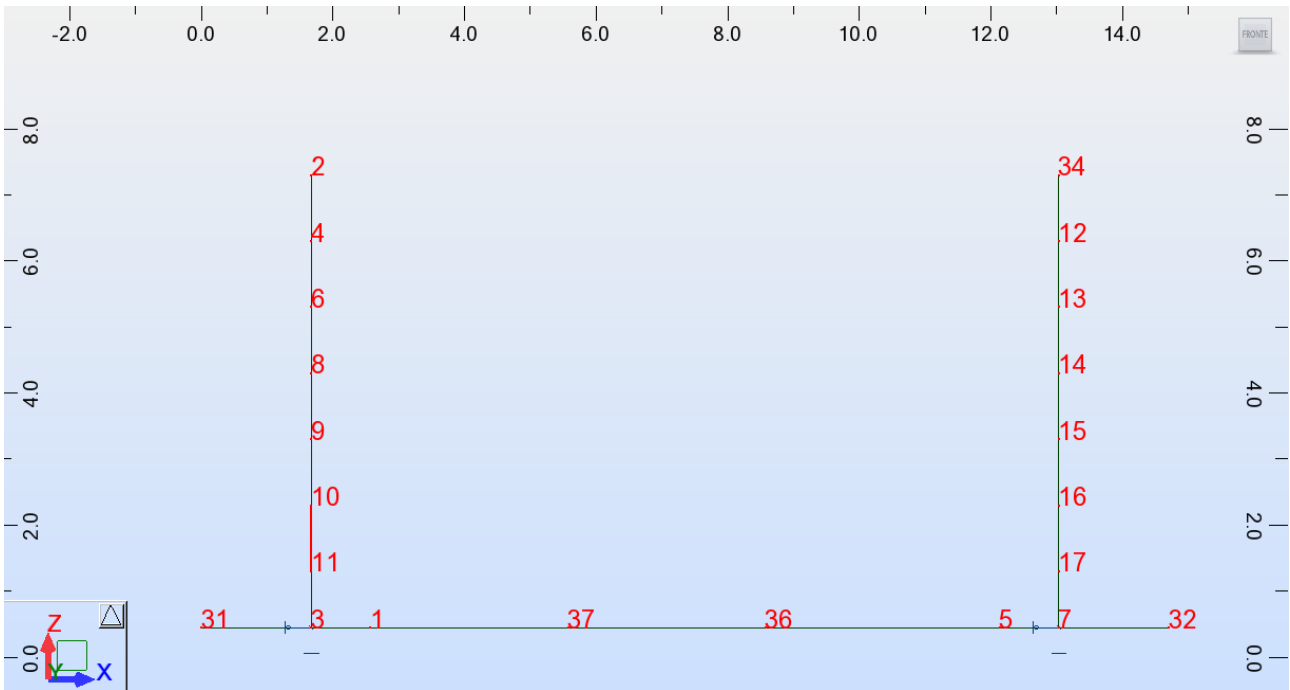


FIGURA 8.2.2-2 - NUMERAZIONE DEI NODI

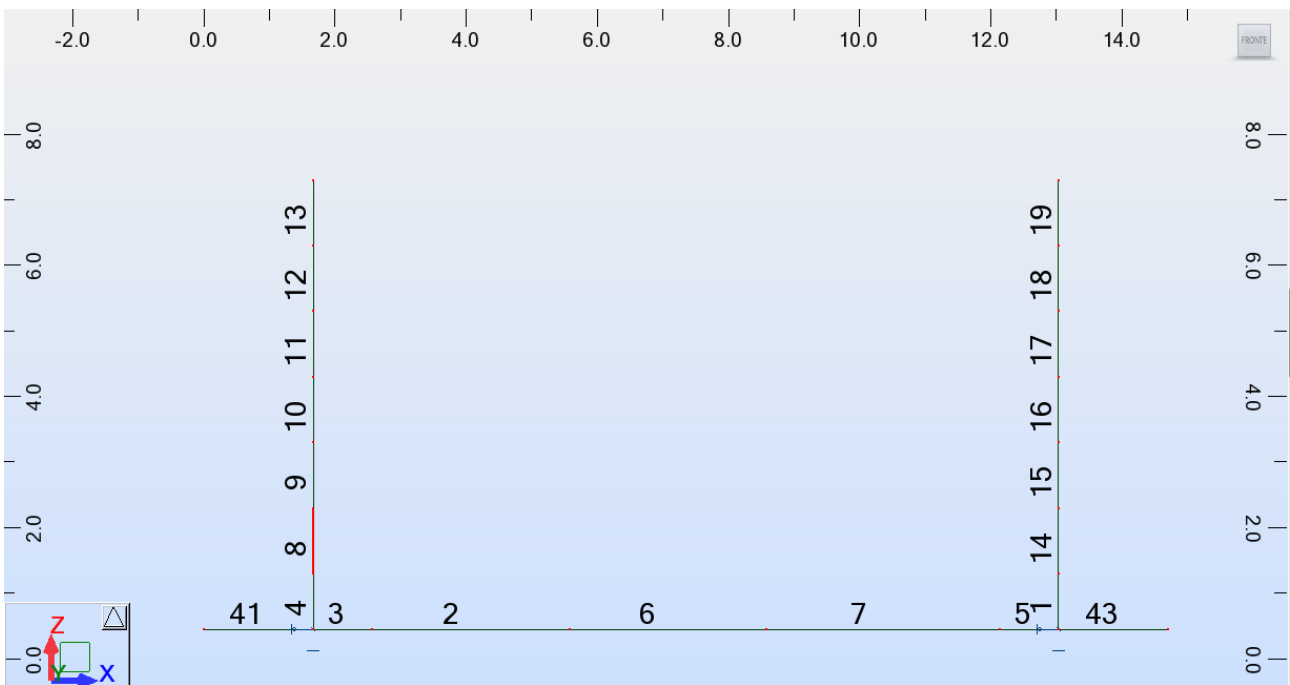


FIGURA 8.2.2-3 - NUMERAZIONE DELLE ASTE

8.3. ANALISI DEI CARICHI

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari da assumere per le verifiche di resistenza in esercizio ed in presenza dell'evento sismico.

Vengono prese in considerazione n°11 Condizioni Elementari di carico (CDC1÷ CDC11), di seguito determinate.

Le azioni che sollecitano i paramenti verticali sono: la spinta del terreno, la spinta dell'acqua e la spinta del sovraccarico variabile.

Tali condizioni Elementari saranno opportunamente combinate secondo quanto previsto dalla normativa vigente.

Le condizioni elementari di carico considerate sono di seguito riassunte:

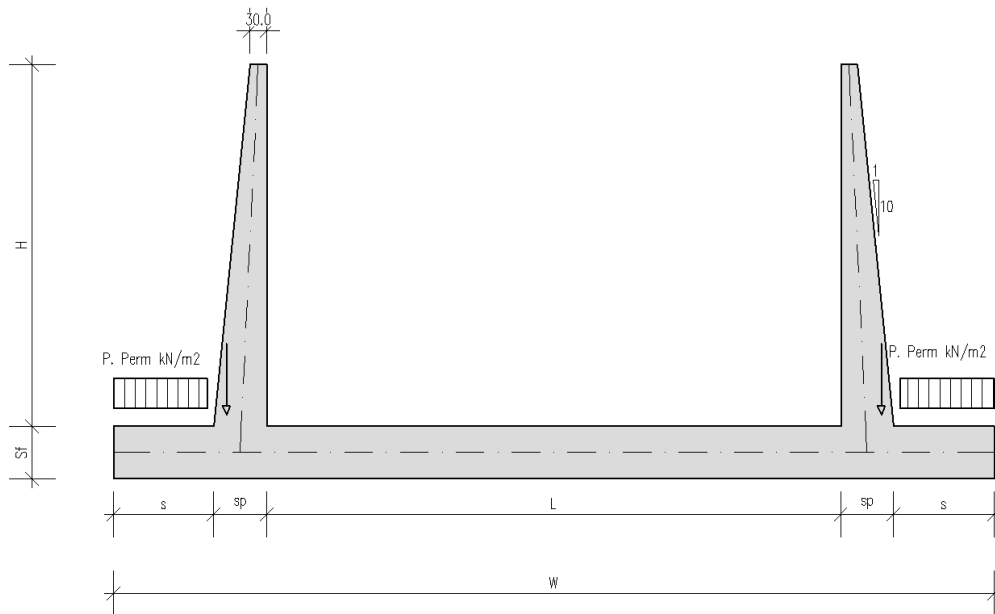
CDC	Tipo	Sigla Id	Descrizione
1	Gk1	Pesi Propri	Peso proprio della struttura
2	Gk2	Permanenti portati	Peso permanente portato
3	Gk2	Spinta a riposo_M1	Spinta terre a riposo M1
4	Gk2	Spinta a riposo_M2	Spinta terre a riposo M2
5	Qk	Ssovracc_M1	Spinta da sovraccarico su rilevato a riposo M1 (20kN/m ²)
6	Qk	Ssovracc_M2	Spinta da sovraccarico su rilevato a riposo M2 (20kN/m ²)
7	Qk	S.Sism.basso_M1	Spinta sismica verso il basso K (θ) con M1
8	Qk	S.Sism.basso_M2	Spinta sismica verso il basso K (θ) con M2
9	Qk	Inerz.Orizz.basso	Inerzia orizzontale
10	Qk	Inerz. Verticale	Inerzia verticale
11	Qk	Acc.Soletta	Carico variabile soletta di fondazione

I carichi caratteristici sopra elencati, al fine di ottenere le sollecitazioni di progetto per effettuare le successive verifiche, sono opportunamente combinati fra loro.

8.3.1. Peso proprio e carichi permanenti portati

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

- calcestruzzo armato: 25 kN/m³
- sovrastruttura stradale 22 kN/m³
- terreno sullo sbalzo di fondazione 19.5 kN/m³



(Condizione Elementare 1-2)

8.3.2. Spinta delle terre

Il reinterro a ridosso del muro verrà realizzato mediante materiale in sito proveniente dagli scavi.

Secondo quanto riportato nella relazione Geotecnica di cui al rif. [1], si assumono, per la tratta di interesse, i seguenti parametri :

$$\gamma_t = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$c' = 0.00 \text{ Kpa};$$

$$\phi_k = 28$$

$$\phi'_{dM1} = 28^\circ$$

$$\phi'_{dM2} = \text{artg}(\text{tg}28^\circ/1.25) = 23.043^\circ$$

da cui risulta:

	<i>Coeff. M1 - $\gamma_{m,\phi}=1$</i>	<i>Coeff. M2 - $\gamma_{m,\phi}=1.25$</i>
<i>Spinta a riposo λ_0</i>	0.531	0.608
<i>Spinta attiva λ_a</i>	0.361	0.437

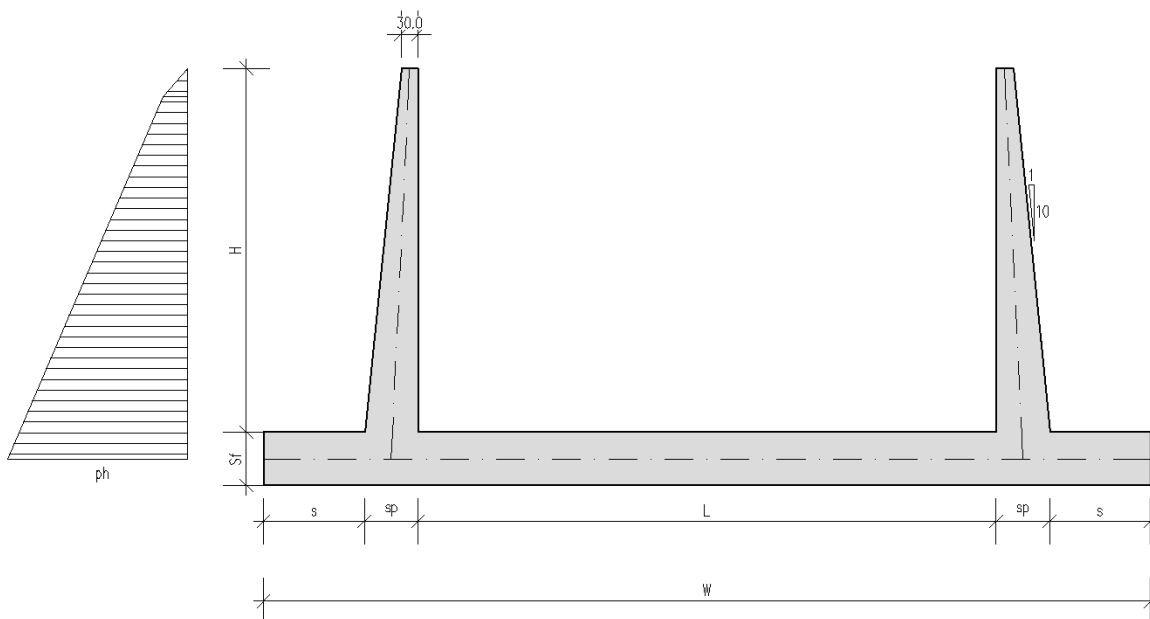
Si applicano, di conseguenza, i valori delle spinte secondo la profondità con

$$p_h = \lambda_0 \gamma_t Z$$

e con il consueto diagramma triangolare delle pressioni orizzontali in condizioni statiche, mentre

$$p_h = \lambda_a \gamma_t Z$$

in condizioni sismiche.



(Condizione Elementare 3-4)

8.3.3. Spinta dell'acqua

La falda non interessa i piedritti dei muri quindi la pressione orizzontale alla generica profondità z da piano campagna è nulla.

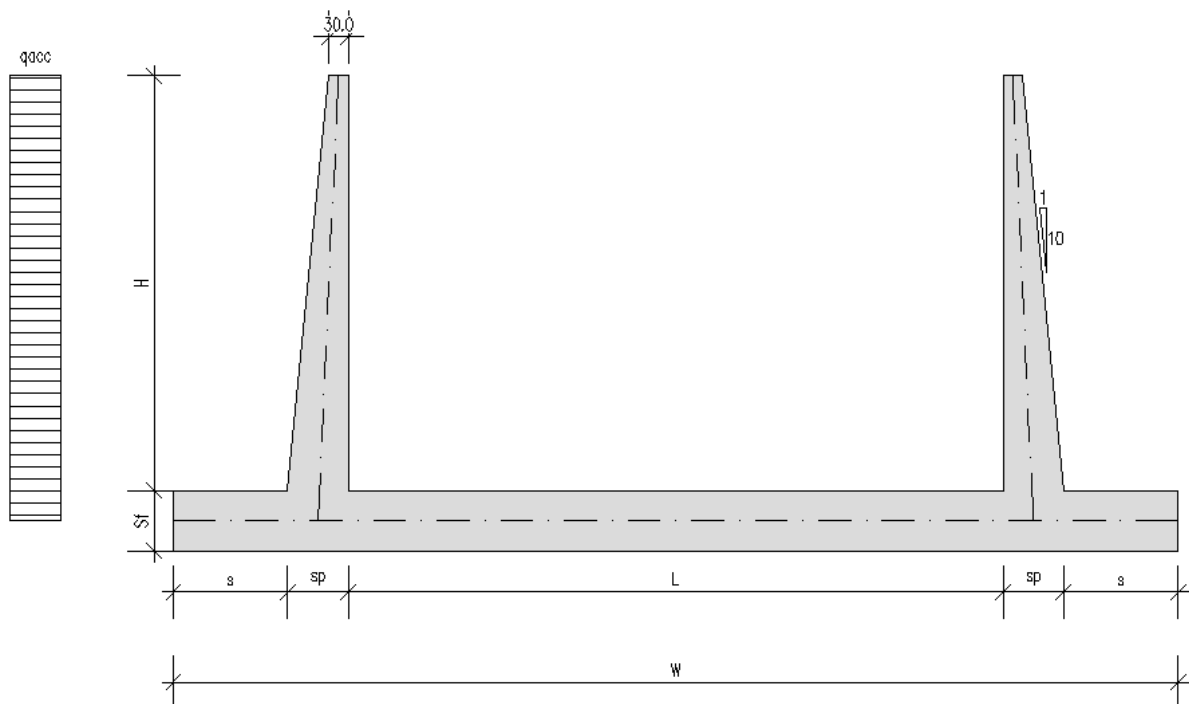
8.3.4. Spinte sui piedritti indotte dai sovraccarichi accidentali

L'unica azione che agisce sullo sbalzo è il peso del terreno soprastante lo sbalzo stesso e, l'eventuale

accidentale presente sul terrapieno.

Il sovraccarico accidentale che verrà considerato sul terreno ai fini del calcolo delle spinte si assume pari a 20 kN/m^2 .

In questo caso, il sovraccarico accidentale in condizioni sismiche è assunto nullo.



(Condizione Elementare 5-6).

8.3.5. Azioni sismiche

8.3.5.1 Stato limite di salvaguardia della vita (SLV)

Per tener conto dell'incremento di spinta del terreno dovuta al sisma si fa riferimento al paragrafo §7.11.6.2 delle NTC2008 "Analisi pseudostatica". Quindi risultano:

$$k_h = 0.31 \cdot 0.3419 = 0.105989$$

$$k_v = 0.5 \cdot 0.105989 = 0.053$$

In considerazione dei valori dei coefficienti sismici orizzontali e verticali sopra determinati, l'angolo θ assume il seguente valore:

$$\theta = \arctg(k_h / (1 - k_v)) = 6.386 \text{ (sisma verso l'alto)}$$

Dati i seguenti parametri:

$$\phi'_{dM1} = 28^\circ$$

$$\phi'_{dM2} = \text{artg}(\text{tg}28^\circ/1.25) = 23.04^\circ$$

$$\psi = 84^\circ;$$

$$\beta = 0^\circ;$$

$$\delta = 2/3 \phi'_d$$

il valore del coefficiente di spinta del terreno (statico + dinamico) calcolato con la formula di Mononobe-Okabe vale:

	<i>Coeff. M1 - $\gamma_{m,\phi}=1$</i>	<i>Coeff. M2 - $\gamma_{m,\phi}=1.25$</i>
K (θ)	0.452	0.528

L'azione sismica totale sulla parete, dovuta alla spinta del terreno risulta pari a:

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma^* (1 \pm k_v) K (\theta) H^2$$

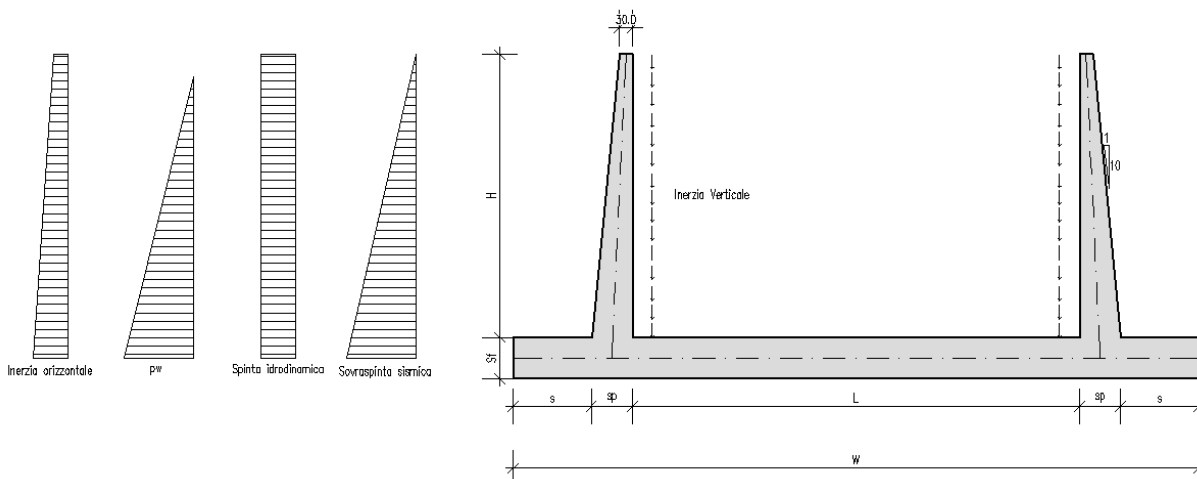
con γ^* definito in precedenza in funzione della presenza della falda e del tipo di terreno.

La risultante delle forze inerziali orizzontali e verticali indotte dal sisma viene valutata con la seguente espressione:

$$f_h = p \times k_h$$

$$f_v = p \times k_v$$

con P peso proprio degli elementi strutturali.



(Condizione Elementare 7-8-9-10)

8.3.6. Azioni agenti sulla base della fondazione

Lo spessore medio della sovrastruttura è stato considerato di 0.50 m; il suo peso di volume di 22.00 kN/m³.

Sulla soletta di fondazione si applicano le azioni dovute ai carichi mobili stradali secondo quanto previsto dalle Norme relative ai Ponti Stradali; si applicano cioè i carichi descritti di seguito.

Sulla sede stradale due stese di carico con ingombro 3.00m.

Come massimo carico si considera l'effetto delle prime due colonne di carico ($Q_{1,k}$, $Q_{2,k}$) come pressione uniformemente ripartita sull'area d'impronta opportunamente ampliata per tener conto della diffusione del carico nello spessore della sovrastruttura stradale (con angolo di diffusione 30°) e nel semispessore della soletta di fondazione (con angolo di diffusione 45°).

Il carico $Q_{1,k}$ è costituito da quattro impronte da 150kN ciascuna, con ingombro totale 2.40m x 1.60m. Il carico $Q_{2,k}$ è costituito da quattro impronte di carico da 100 kN ciascuna, con ingombro totale di 2.40m x 1.60m.

Le colonne di carico sono disposte in maniera tale da massimizzare la sollecitazione flessionale in corrispondenza della sezione di attacco con il piedritto.

Per il calcolo della larghezza e della lunghezza di ripartizione verrà considerato a favore di sicurezza uno spessore della sovrastruttura pari a 0.5 m.

Le larghezze su cui si considera agente il carico sono:

in direzione longitudinale alla strada (si considera il minimo semispessore di fondazione presente nell'opera):

$$bl = 1.60 + 2 * [(tg30 * 0.5) + 0.9/2] = 3.08 \text{ m}$$

in direzione trasversale alla strada:

$$bt = 2.40 + 2 * [(tg30 * 0.5) + 0.9/2] = 3.88 \text{ m}$$

tale valore viene comunque limitato alla larghezza d'ingombro della stesa di carico per cui:

$$bt = 3.00 \text{ m}$$

La pressione dovuta alla prima stesa di carico risulta pertanto:

$$p_{Q1,k} = 600 / (3.08 * 3.00) + 9 = 73.9 \text{ kN/m}^2$$

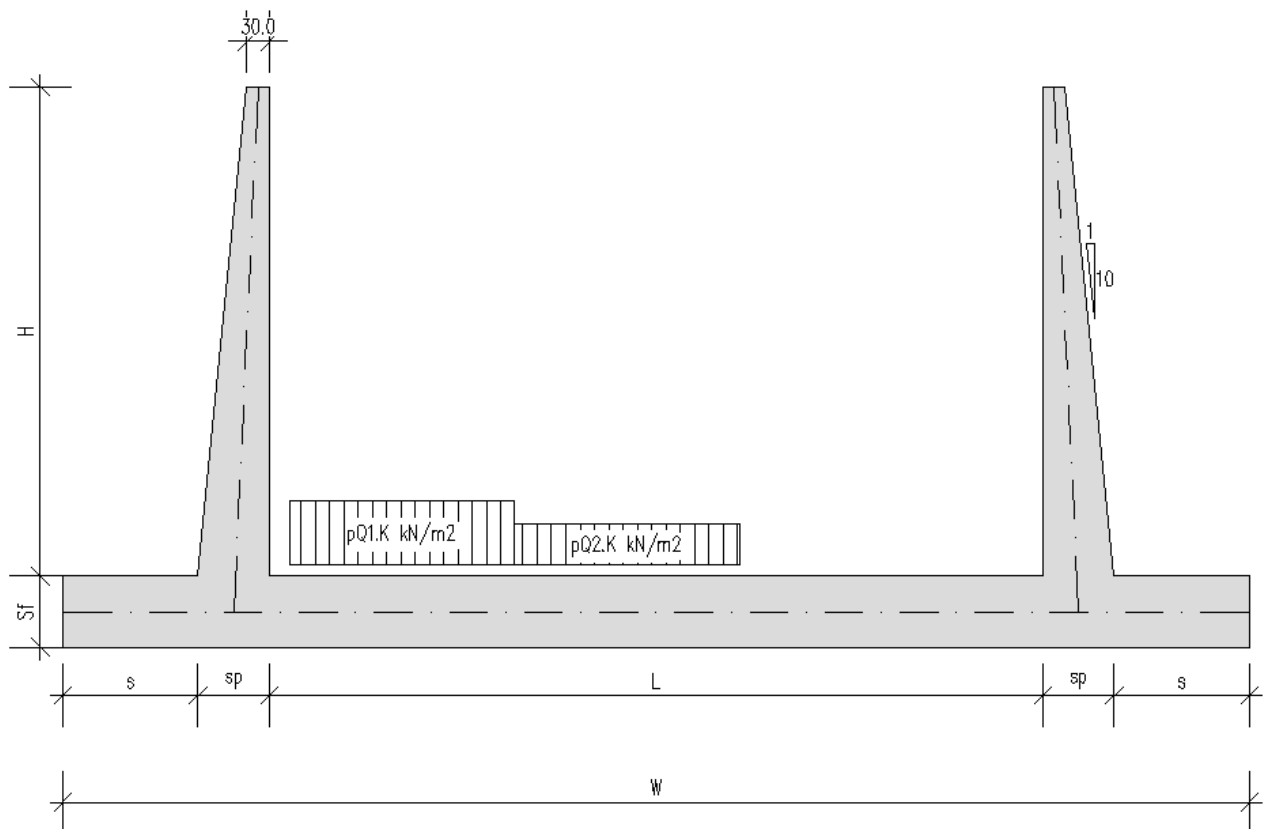
Non si considera l'incremento dinamico in quanto questi carichi non risultano significativi per la determinazione delle sollecitazioni in fondazione, per le quali gli effetti dinamici sono trascurabili.

La seconda stesa di carico ha intensità pari a:

$$p_{Q2,k} = 400 / (3.08 * 3.00) + 2.5 = 45.8 \text{ kN/m}^2$$

I carichi variabili da traffico sulla soletta inferiore verranno posizionati in maniera tale da massimizzare la sollecitazione flessionale in corrispondenza della sezione di intradosso soletta di fondazione, in prossimità dell'attacco del piedritto.

(Condizione Elementare CDC 11)



(Condizione Elementare CDC 11)

8.3.7. Condizioni elementari di carico agenti sulla struttura

Si individuano tre condizioni di carico elementari, poi opportunamente combinate con i coefficienti parziali delle azioni, per la determinazione delle sollecitazioni agenti sulla struttura:

a.1) Condizione per lo SLU (significativa per le verifiche del paramento e della fondazione nella sezione di attacco reciproco e nella sezione di mezzeria con trazione nelle fibre inferiori).

Azioni agenti: peso proprio del paramento (compreso anche il peso del terreno sopra il lato inclinato del paramento stesso), spinta del terreno, spinta del sovraccarico accidentale, peso sovrastruttura stradale e l' accidentale in fondazione.

a.2) Condizione per lo SLE (significativa per le verifiche del paramento e della fondazione nella sezione di attacco reciproco e nella sezione di mezzeria con trazione nelle fibre inferiori).

Azioni agenti: peso proprio del paramento (compreso anche il peso del terreno sopra il lato inclinato del paramento stesso), spinta del terreno, spinta del sovraccarico accidentale, peso sovrastruttura stradale e l' accidentale in fondazione.

a.3) Condizione per lo SLV (significativa per le verifiche del paramento e della fondazione nella sezione di attacco reciproco).

Azioni agenti: peso proprio del paramento (compreso anche il peso del terreno sopra il lato inclinato del paramento stesso), spinta statica del terreno sul paramento dx, spinta sismica del terreno sul paramento sx, inerzia sismica verticale e orizzontale.

8.4. COMBINAZIONI DI CARICO ADOTTATE

Al fine di determinare le combinazioni come da norma (§3.2), si definisce la classificazione delle azioni e le combinazioni allo SLU e SLE.

Le precedenti condizioni elementari di calcolo sono combinate tra loro in modo da generare le massime sollecitazioni per lo SLU e SLE (combinazione 1 (A1+M1+R1) e combinazione 2 (A2+M2+R2)), come da seguente prospetto.

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si dovranno considerare, generalmente, le combinazioni riportate in Tab. 5.1. IV (NTC).

Per le verifiche agli stati limite ultimi si adottano i valori dei coefficienti parziali delle azioni riportati in Tab. 5.1.V e i coefficienti di combinazione Ψ in Tab. 5.1.VI (NTC).

Per le verifiche agli stati limite d'esercizio si adottano i valori dei coefficienti parziali in Tab. 5.1.VI (NTC).

8.4.1. Combinazioni per lo stato limite ultimo

$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} \psi_{02} Q_{k2} + \gamma_{Q3} \psi_{03} Q_{k3} + \dots$ (fondamentale)

	Pesi Propri	Permanenti portati	Spinta a riposo_M1 (SX)	Spinta a riposo_M1 (DX)	Spinta a riposo_M2 (SX)	Spinta a riposo_M2 (DX)	Ssovraccarico_M1 (SX)	Ssovraccarico_M2 (SX)	Carico variabile su soletta di fondazione
1_STR	1.35	0	0	0	0	0	0	0	0
2_STR	1.35	1.35	1	1	0	0	0	0	0

3_STR	1.00	1.35	1.35	1.35	0	0	1.50	0	1.35
4_STR	1.00	1.00	1.35	1.35	0	0	1.50	0	0
1_GEO	1	1	0	0	1	1	0	1.3	1.15
2_GEO	1	1	0	0	1	1	0	0	0

Dove si indicano con "dx" le azioni agenti sul piedritto destro.

8.4.2. Combinazioni per gli stati limite di esercizio

$$G1 + G2 + Q_{k1} + \psi_{02} Q_{k2} + \psi_{03} Q_{k3} + \dots (\text{RAR})$$

$$G1 + G2 + \psi_{11} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \psi_{23} Q_{k3} + \dots (\text{FR})$$

$$G1 + G2 + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \psi_{23} Q_{k3} + \dots (\text{Q.P.})$$

	Pesi Propri	Permanenti portati	Spinta a riposo_M1 (SX)	Spinta a riposo_M1 (DX)	Ssovaccarico_M1 (SX)	Carico variabile su soletta di fondazione
1_Q.P.	1	1	1	1	0	0
1_FR	1	1	1	1	0	0
2_FR	1	1	1	1	0	0.75
1_RAR	1	1	1	1	1	0.75
2_RAR	1	1	1	1	0	1
3_RAR	1	1	0	0	0	0

Dove si indicano con "dx" le azioni agenti sul piedritto destro.

8.4.3. Combinazioni per lo stato limite ultimo di Salvaguardia della vita

$$E + G1 + G2 + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \dots (\text{S.L.V.})$$

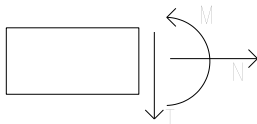
Pesi Propri	Permanenti portati	S.Sism.basso_M1 (SX)	Inerz.Orizz.	Spinta a riposo_M1	Spinta a riposo_M2	Inerzia verticale

1_STR	1	1	1	0	1	1	0	1
1_GEO	1	1	0	1	1	0	1	1

Dove si indicano con "dx" le azioni agenti sul piedritto destro.

I valori numerici riportati nelle colonne delle tabelle precedente indicano il coefficienti moltiplicativi con i quali le Condizioni Elementari sono considerate.

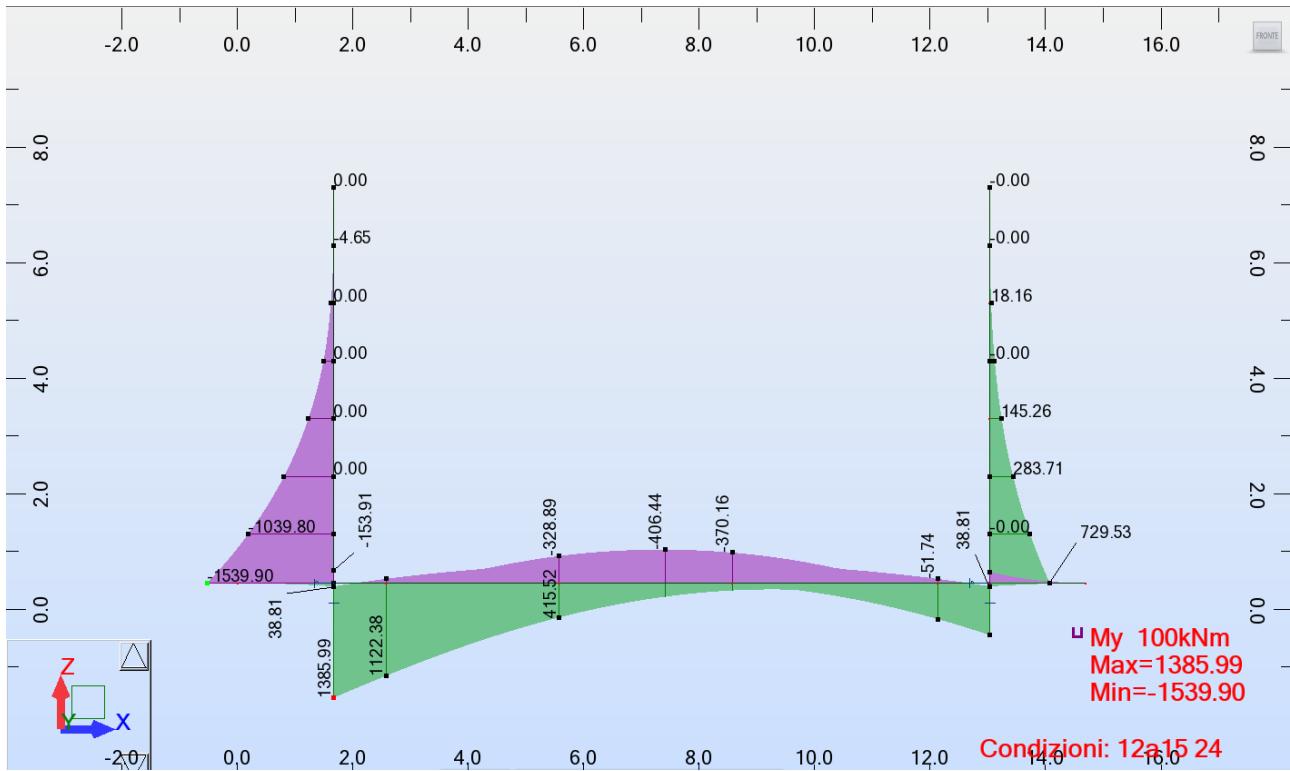
Le convenzioni adottate per le sollecitazioni di segno positivo sono le seguenti.



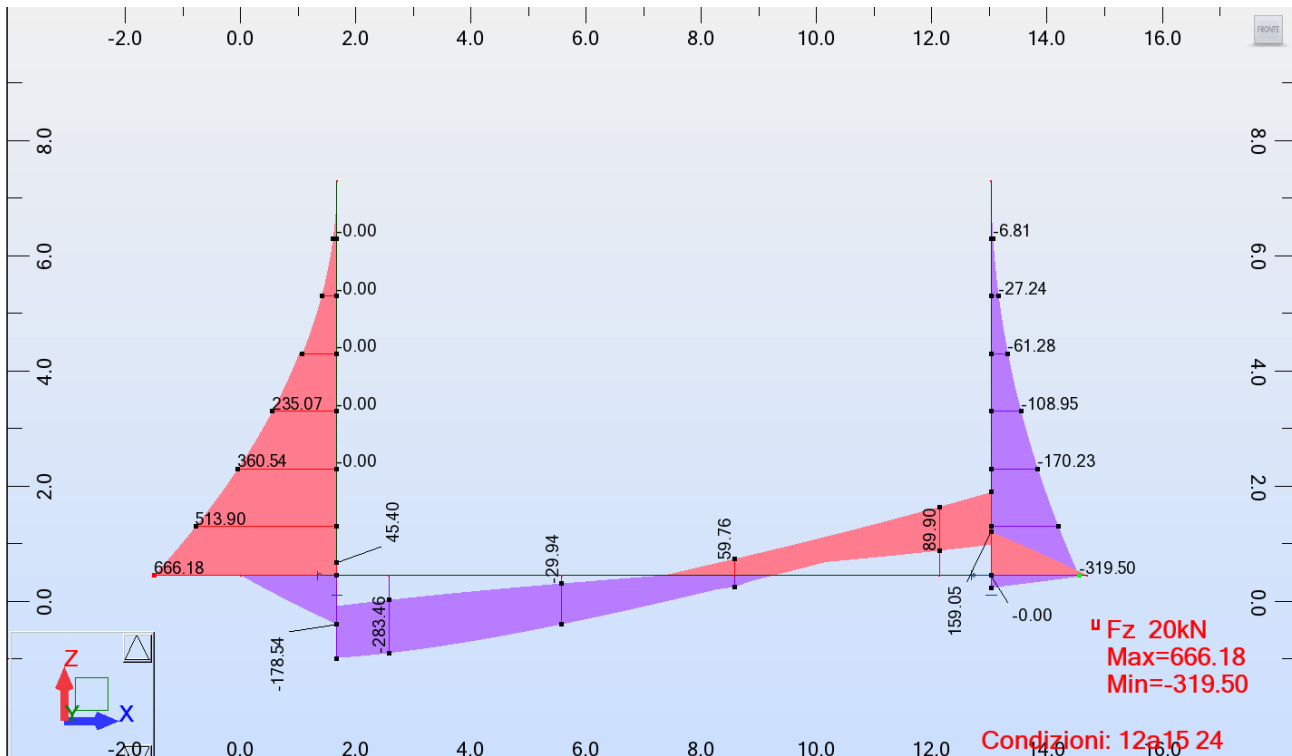
Per determinare le sollecitazioni più gravose nelle varie sezioni, sono stati elaborati i risultati ottenuti nel calcolo agli elementi finiti secondo gli schemi di combinazione allo SLU o SLE (di cui alla tabella precedente), prendendo tutti i contributi che creano le condizioni più sfavorevoli per la verifica in itinere.

8.5. CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

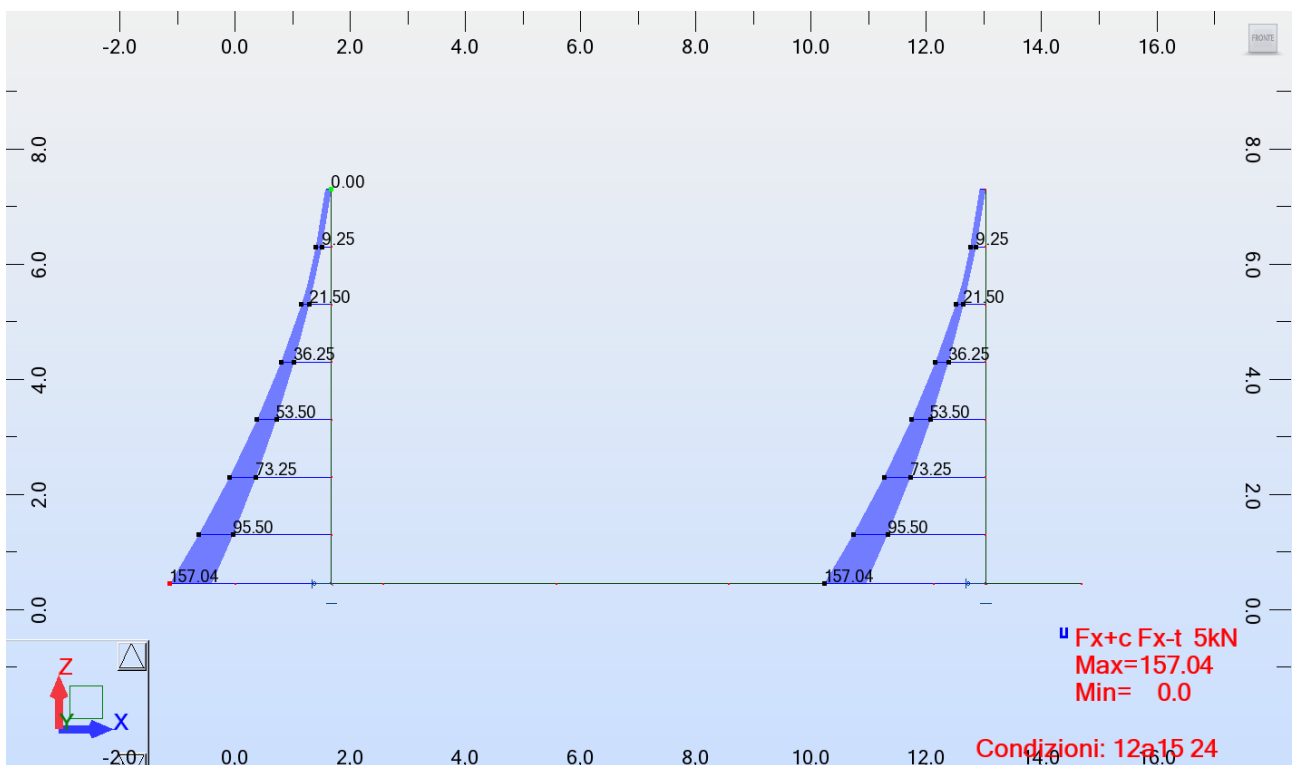
8.5.1. Involuppo momento flettente SLU/SLV (STR)



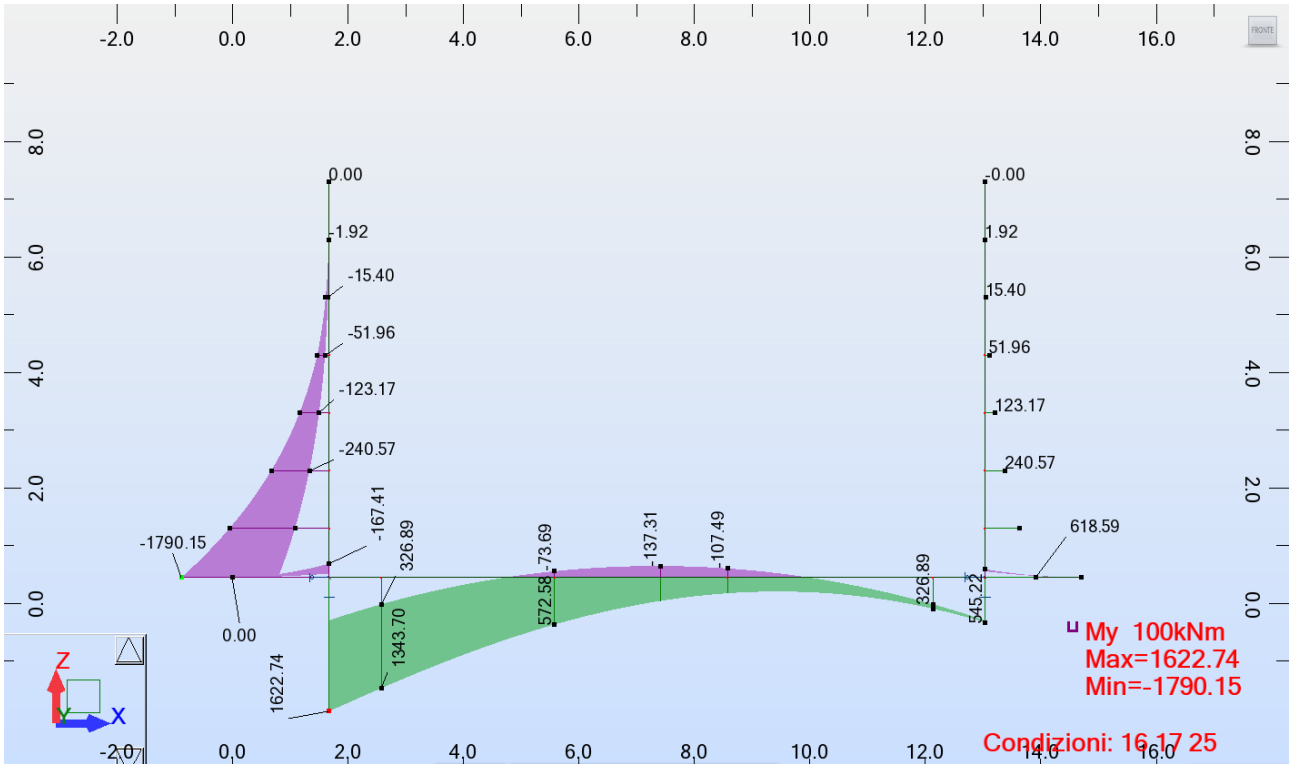
8.5.2. Involuppo taglio SLU/SLV (STR)



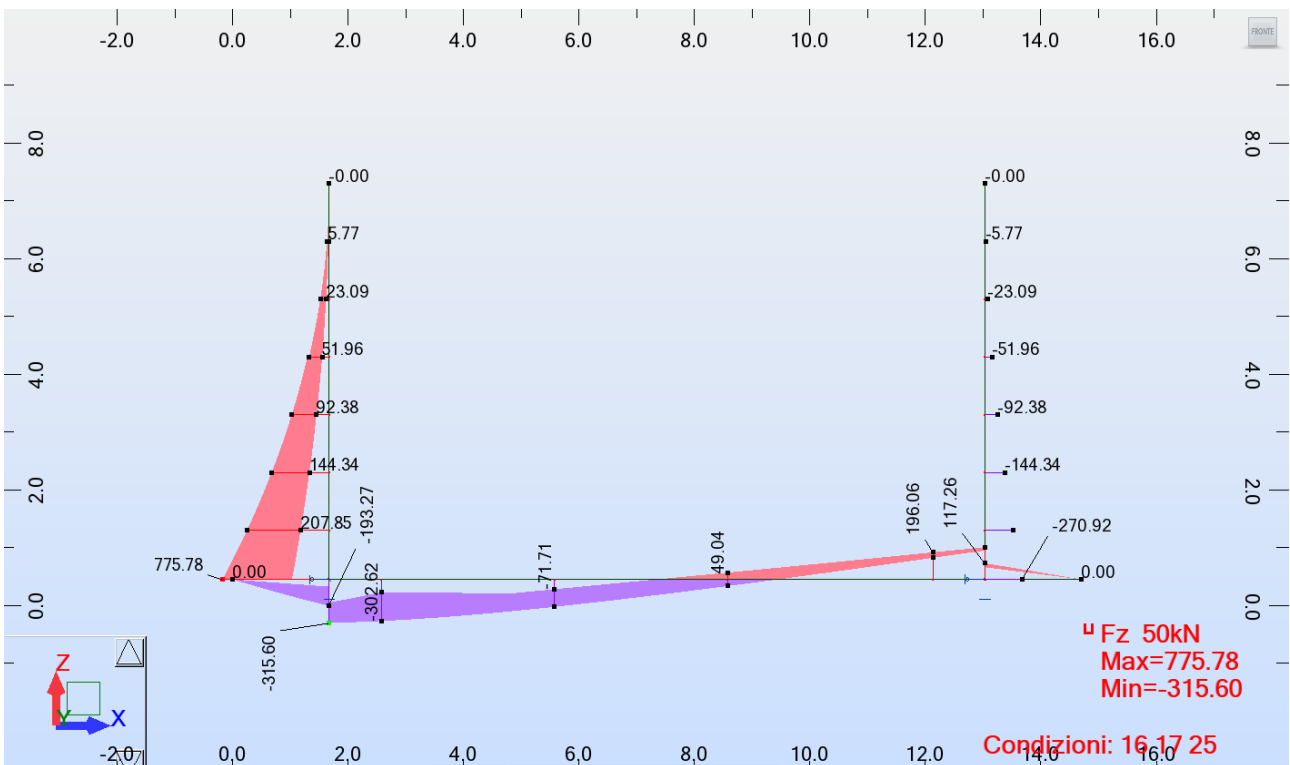
8.5.3. Involuppo sforzo assiale piedritti SLU/SLV (STR)



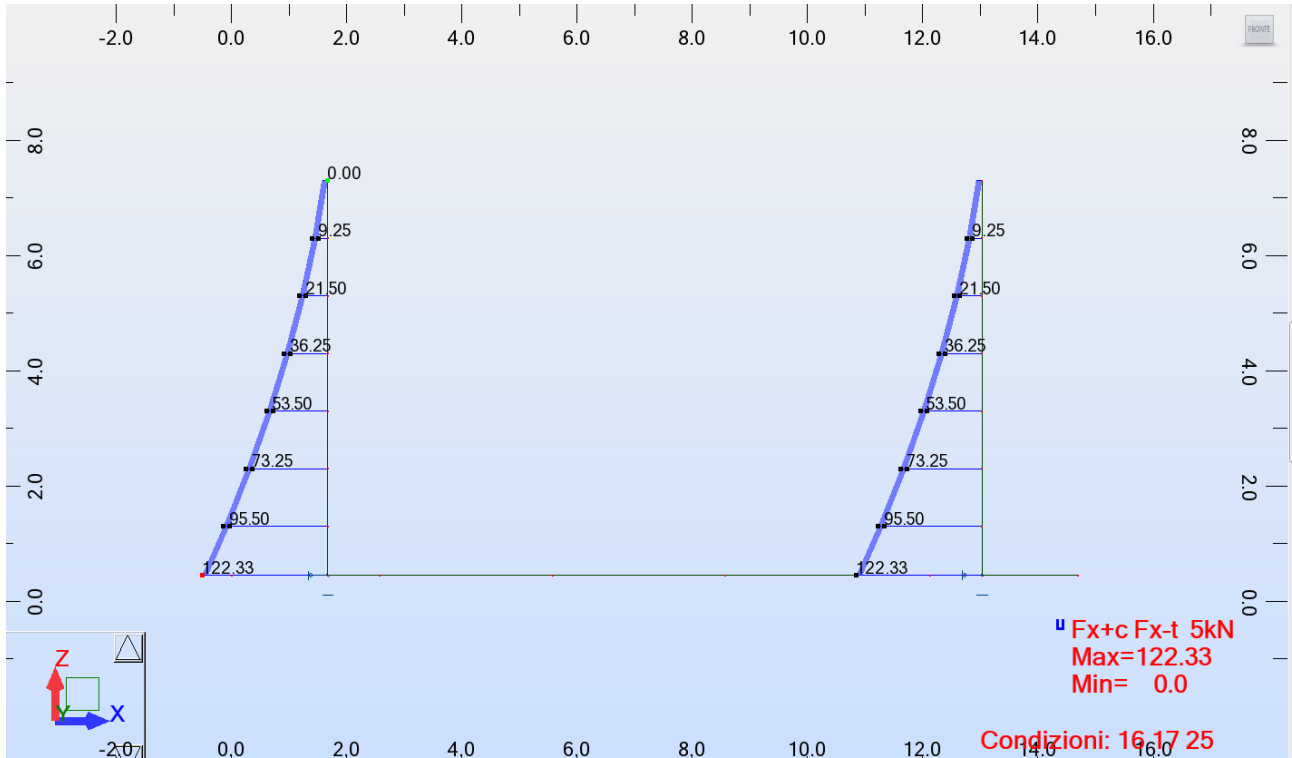
8.5.4. Inviluppo momento flettente SLU/SLV (GEO)



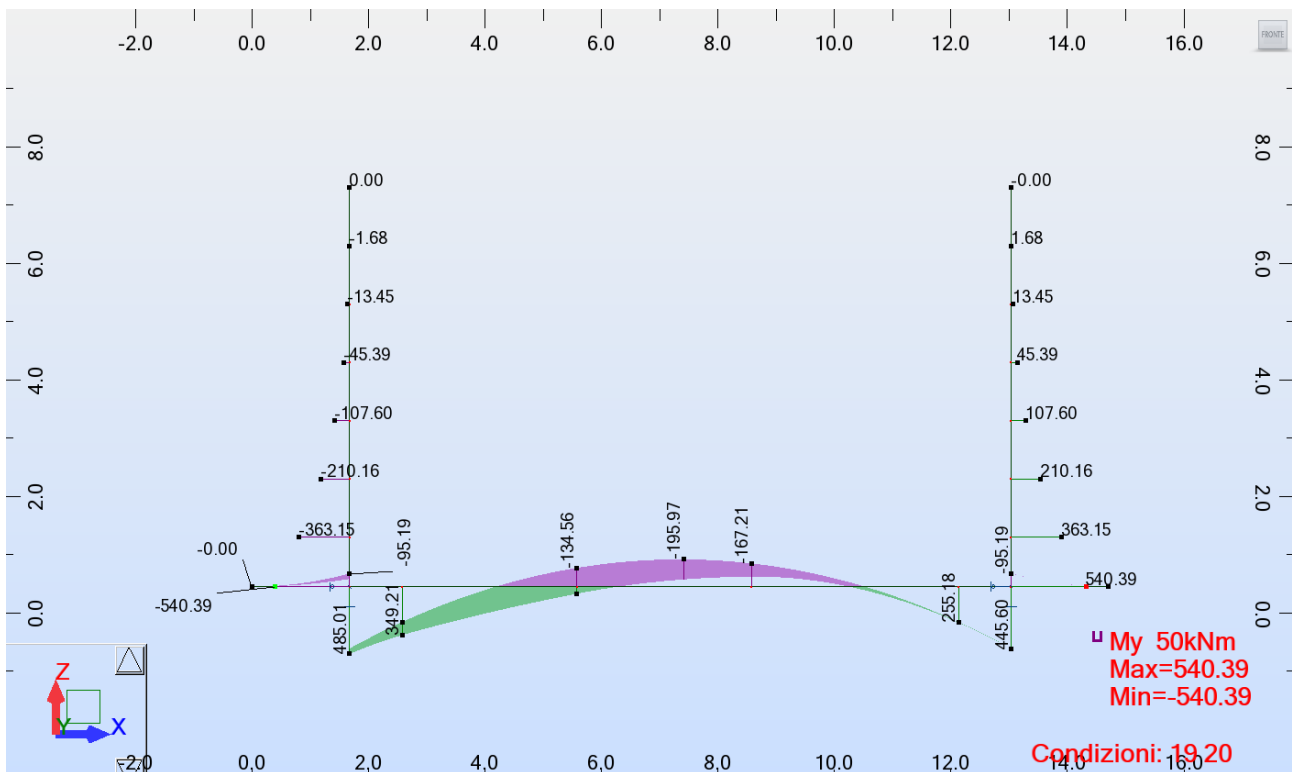
8.5.5. Inviluppo taglio SLU/SLV (GEO)



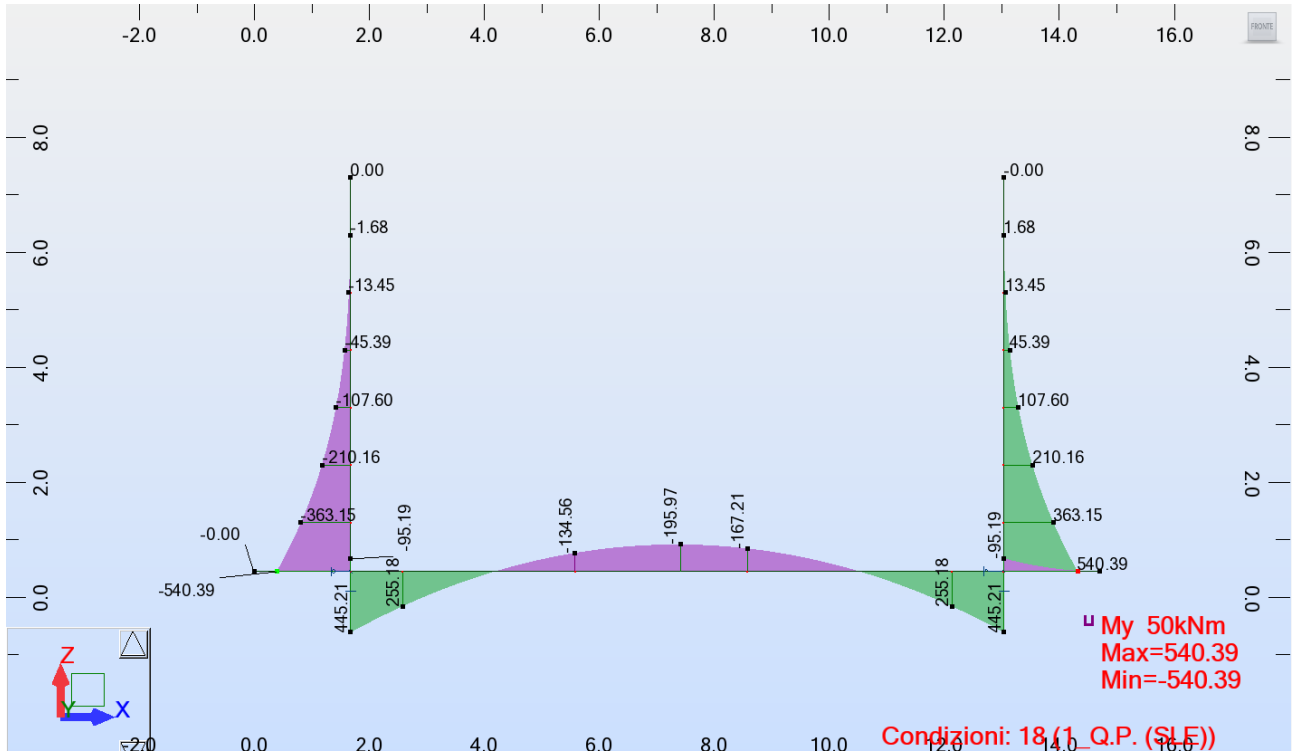
8.5.6. Involuppo sforzo assiale piedritti SLU/SLV (GEO)



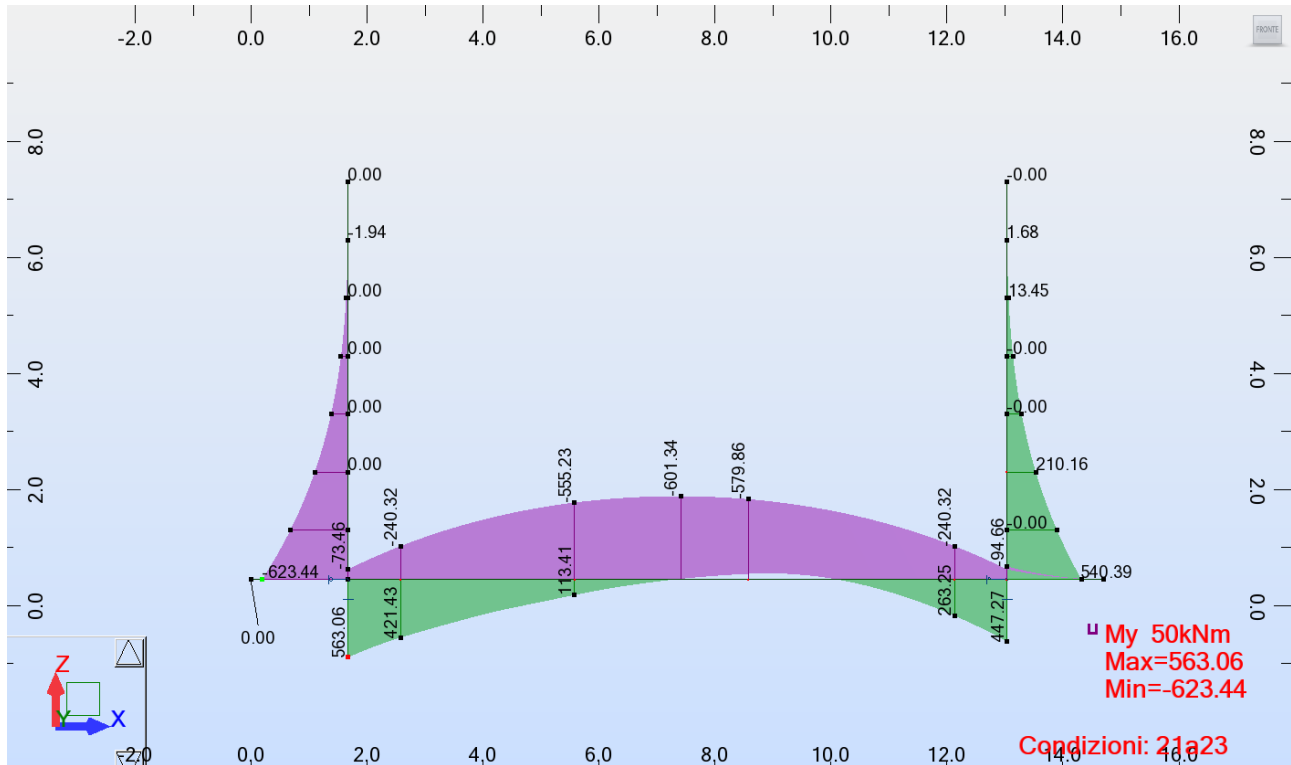
8.5.7. Involuppo momento flettente SLE (FREQUENTE)



8.5.8. Involuppo momento flettente SLE (Q.PERMANENTE)



Involuppo momento flettente SLE (RARA)



VERIFICHE DI RESISTENZA ED A FESSURAZIONE

Di seguito si riportano le verifiche delle sezioni per le aste più significative e per le Combinazioni di carico risultate più critiche.

8.5.9. Verifiche a flessione

Le verifiche a flessione sono effettuate rispettivamente:

- nella sezione ubicata a metà fra asse piedritto e sezione d'attacco piedritto-soletta nel caso delle verifiche della soletta di fondazione;

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	90	1	31.42	5
			2	45.24	85

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd

L₀ cm

Precompresso

Materiali

B450C		C25/30	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200'000 N/mm²	f_{cd}	14.17
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9.75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.6
		τ_{c1}	1.829

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²

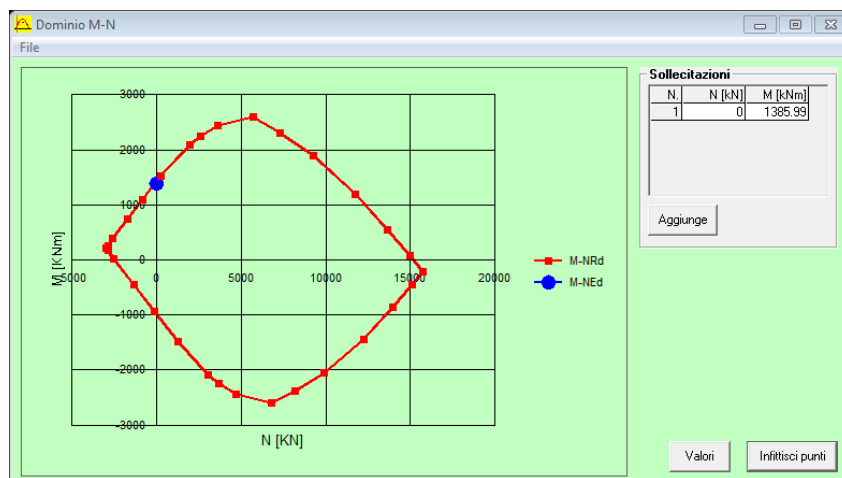
σ_s N/mm²

ϵ_c ‰

ϵ_s ‰

d cm

x x/d δ



- nella sezione ubicata a metà fra asse soletta e sezione d'attacco del piedritto nel caso delle verifiche del piedritto.

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	98

N°	As [cm²]	d [cm]
1	31.42	5
2	45.24	93

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd} kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN
 yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C **C28/35**
 ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} N/mm²
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} N/mm²
 τ_{c1} N/mm²

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c ‰
 ε_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

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

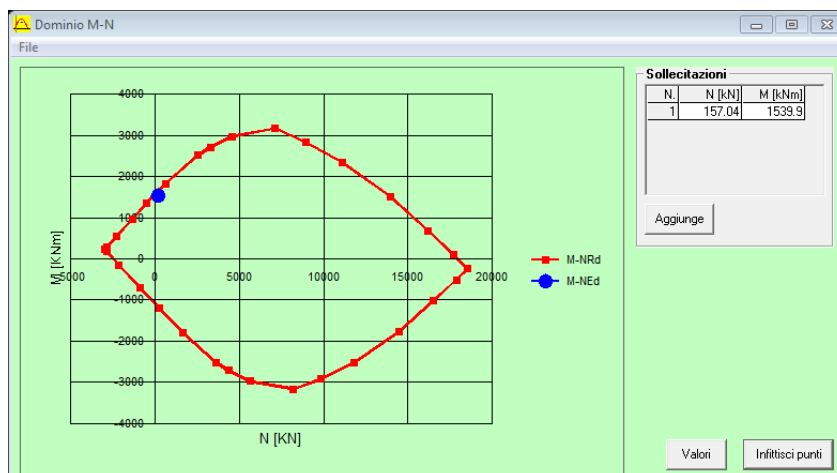
Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

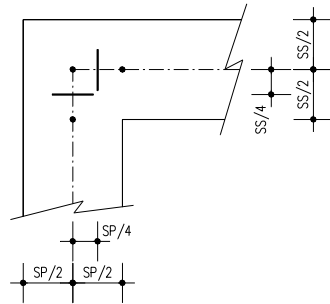
L₀ cm Col. modello

Precompresso

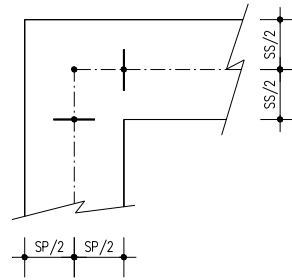


8.5.10. Verifiche a fessurazione

Le verifiche a fessurazione sono eseguite nelle sezioni di attacco soletta-piedritto.



VERIFICHE A FLESSIONE



VERIFICHE A FESSURAZIONE E TAGLIO

Verifiche a fessurazione: sono eseguite seguendo il metodo indiretto tabellare di cui al punto 4.1.2.2.4.6 dalle NTC. Al riguardo si fa riferimento alla condizione ambientale aggressiva e ad armatura poco sensibile ottenendo i seguenti valori limite di apertura delle fessure:

b.1) combinazione di carico Frequente:

$$w_k \leq w_3 = 0.30 \text{ mm}$$

b.2) combinazione di carico quasi permanente:

$$w_k \leq w_2 = 0.20 \text{ mm}$$

mentre per le strutture in ambiente ordinario (fondazione) si ha:

b.1) combinazione di carico Frequente:

$$w_k \leq w_3 = 0.40 \text{ mm}$$

b.2) combinazione di carico quasi permanente:

$$w_k \leq w_2 = 0.30 \text{ mm}$$

Le massime sollecitazioni di flessione trasversale calcolate per gli SLE risultano rispettivamente:

- Massimo momento positivo nella soletta di fondazione = 485.01 kNm/m
- Massimo momento negativo nella soletta di fondazione = -195.97 kNm/m
- Massimo momento positivo nei piedritti = 540.39 kNm/m

Il calcolo delle tensioni di trazione nelle barre porta ai seguenti valori (vedi figure seguenti):

- Sezione di attacco coi piedritti nella soletta: $\sigma_f = 138.4 \text{ MPa}$
- Sezione di mezzaria nella soletta: $\sigma_f = -79.09 \text{ MPa}$

- Sezione di attacco con la soletta nei piedritti: $\sigma = 140.5 \text{ MPa}$

Le verifiche di fessurazione agli SLE sono soddisfatte in quanto la tensione di trazione nelle barre è sempre inferiore a 160 MPa, inoltre la spaziatura tra le barre è inferiore a 250 mm ed il diametro delle barre è inferiore a 25 mm.

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO :

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	90	1	31.42	5
			2	45.24	85

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Diagramma della sezione rettangolare con barre e centro di gravità G.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd} kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

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

Materiali

B450C		C25/30	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200'000 N/mm²	f_{cd}	14.17
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8 ?
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9.75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.6
		τ_{c1}	1.829

σ_c -3.848 N/mm²
 σ_s 138.4 N/mm²
 ϵ_s 0.6922 ‰
 d 85 cm
 x 25.01 x/d 0.2942
 δ 0.8078

Verifica
 N° iterazioni:

Precompresso

Verifica C.A. S.L.U. - File: [] [] []

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : []

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	90

N°	As [cm²]	d [cm]
1	31.42	5
2	45.24	85

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN
 yN

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

Materiali

B450C		C25/30	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200'000 N/mm ²	f_{cd}	14.17
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8 ?
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9.75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0.6
		τ_{c1}	1.829

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Verifica

N° iterazioni:

Precompresso

Verifica C.A. S.L.U. - File: _ _ X

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo :

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	98

N°	As [cm²]	d [cm]
1	31.42	5
2	45.24	93

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

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

Verifica N° iterazioni:

Precompresso

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Materiali

 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co}
 τ_{c1}

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_s ‰
 d cm
 x w/d
 δ

Verifica delle tensioni di esercizio: le verifiche si eseguono per la condizione di carico Quasi Permanente e Rara, verificando rispettivamente che le tensioni di lavoro siano inferiori ai seguenti limiti:

- per la condizione QP si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$;
- per la condizione rara si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$, mentre quelle dell'acciaio $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : max tensione POSITIVA nella soletta in condizione RARA

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	90

N°	As [cm²]	d [cm]
1	31.42	5
2	45.24	85

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN
 yN

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali

B450C **C25/30**

ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu}
 E_s N/mm² f_{cd}
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co}
 τ_{c1}

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²

ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Verifica

N° iterazioni:

Precompresso

Verifica C.A. S.L.U. - File: _ _ X

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : max tensione NEGATIVA nella soletta in condizione RARA

N* strati barre

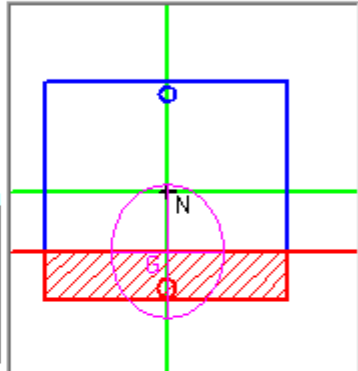
N*	b [cm]	h [cm]	N*	As [cm ²]	d [cm]
1	100	90	1	31.42	5
			2	45.24	85

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.



Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN
yN

Verifica

N* iterazioni:

Precompresso

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN

M_{xEd} kNm

M_{yEd} kNm

Materiali

B450C

C25/30

ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰

f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰

E_s N/mm² f_{cd} ‰

E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?

ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} ‰

σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰

τ_{c1} ‰

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ε_s ‰

d cm

x x/d

δ

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : max tensione POSITIVA nella soletta in condizione Q.P.

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	90

N°	As [cm²]	d [cm]
1	31.42	5
2	45.24	85

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali

B450C **C25/30**

ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ ‰
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} ‰
 τ_{c1} ‰

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²

ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Verifica

N° iterazioni:

Precompresso

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : max tensione POSITIVA nei piedritti in condizione Q.P.

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	98

N°	As [cm²]	d [cm]
1	31.42	5
2	45.24	93

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN
 yN

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali

B450C **C28/35**

ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu}
 E_s N/mm² f_{cd}
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co}
 τ_{c1}

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²

ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Verifica

N° iterazioni:

Precompresso

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : max tensione POSITIVA nei piedritti in condizione RARA

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	98

N°	As [cm²]	d [cm]
1	31.42	5
2	45.24	93

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN
 yN

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

Materiali

B450C	C28/35
ε _{su} <input type="text" value="67.5"/> ‰	ε _{c2} <input type="text" value="2"/> ‰
f _{yd} <input type="text" value="391.3"/> N/mm²	ε _{cu} <input type="text" value="3.5"/>
E _s <input type="text" value="200'000"/> N/mm²	f _{cd} <input type="text" value="15.87"/>
E _s /E _c <input type="text" value="15"/>	f _{cc} /f _{cd} <input type="text" value="0.8"/> ?
ε _{syd} <input type="text" value="1.957"/> ‰	σ _{c,adm} <input type="text" value="11"/>
σ _{s,adm} <input type="text" value="255"/> N/mm²	τ _{co} <input type="text" value="0.6667"/>
	τ _{c1} <input type="text" value="1.971"/>

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Verifica
 N° iterazioni:
 Precompresso

Quindi nella soletta si ha che:

$$\sigma_{c,Q.P. \max} = 3.53 \text{ Mpa} < 0.45 f_{ck} = 11.25 \text{ MPa};$$

$$\sigma_{c,RARA \max} = 5.02 \text{ Mpa} < 0.6 f_{ck} = 15 \text{ MPa};$$

$$\sigma_{s,RARA \max} = 242.7 \text{ Mpa} < 0.6 f_{yk} = 360 \text{ MPa};$$

nei piedritti si ha che:

$$\sigma_{c,Q.P. \max} = 3.73 \text{ Mpa} < 0.45 f_{ck} = 12.6 \text{ MPa};$$

$$\sigma_{c\ RARA\ max} = 4.3\ \text{Mpa} < 0.6\ f_{ck} = 16.8\ \text{MPa};$$

$$\sigma_{s\ RARA\ max} = 162.1\ \text{Mpa} < 0.8\ f_{yk} = 360\ \text{MPa};$$

Pertanto tutte le verifiche allo SLE risultano soddisfatte.

MURI AD "L"

8.6. GEOMETRIA DELLA STRUTTURA

Ai fini del calcolo delle sollecitazioni è stata considerata la sezione più sfavorevole ovvero quella in cui il fronte di terreno è più alto e di conseguenza lo è anche il paramento verticale del muro. La geometria della sezione suddetta è riportata nella figura seguente:

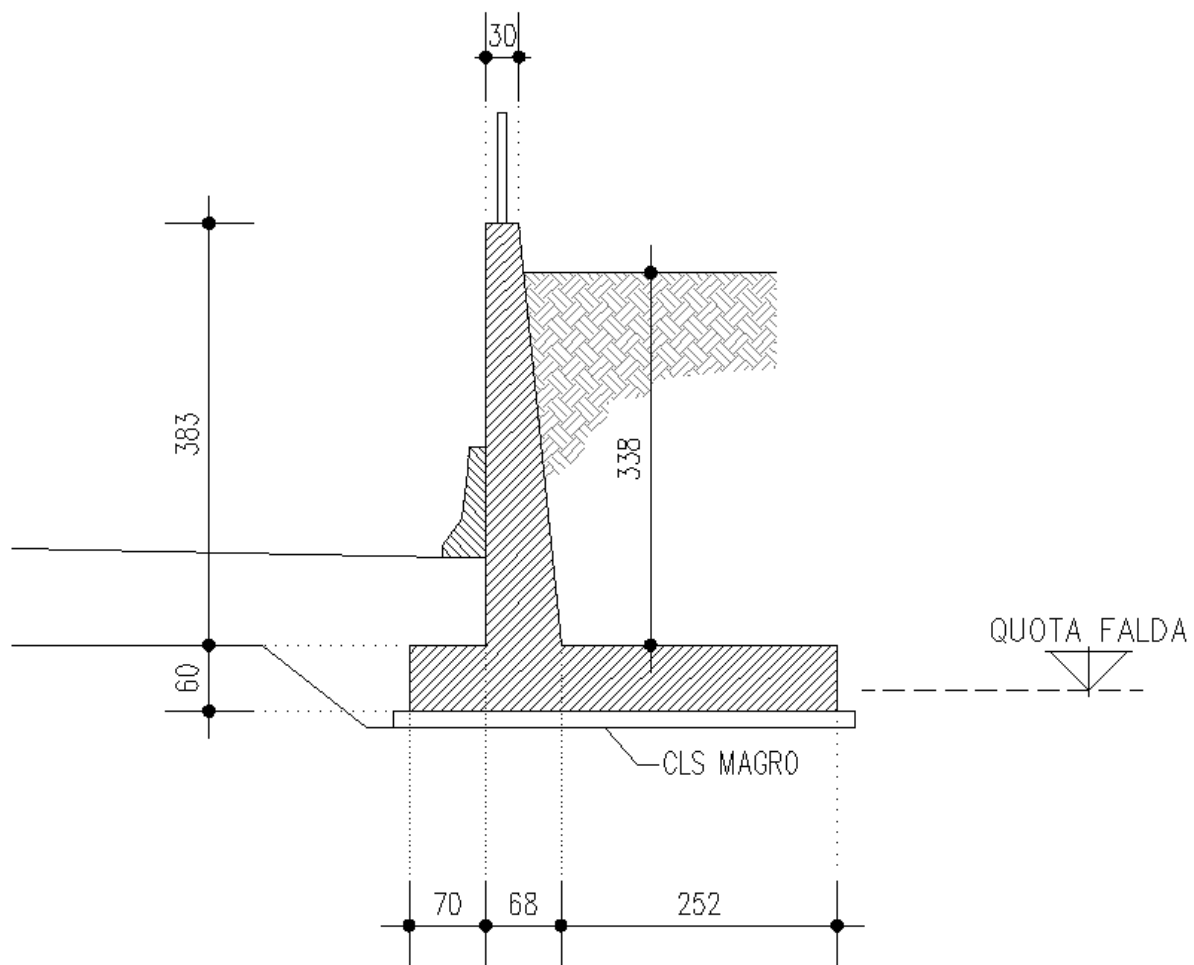


FIGURA 8.6-1 – GEOMETRIA DELLA SEZIONE DEL MURO AD L

8.7. ANALISI DEI CARICHI

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari da assumere per le verifiche di resistenza in esercizio ed in presenza dell'evento sismico.

Vengono prese in considerazione n°10 Condizioni Elementari di carico (CDC1÷ CDC10), di seguito determinate.

Le azioni che sollecitano il paramento verticale sono: la spinta del terreno e la spinta del sovraccarico variabile.

Tali condizioni Elementari saranno opportunamente combinate secondo quanto previsto dalla normativa vigente.

Le condizioni elementari di carico considerate sono di seguito riassunte:

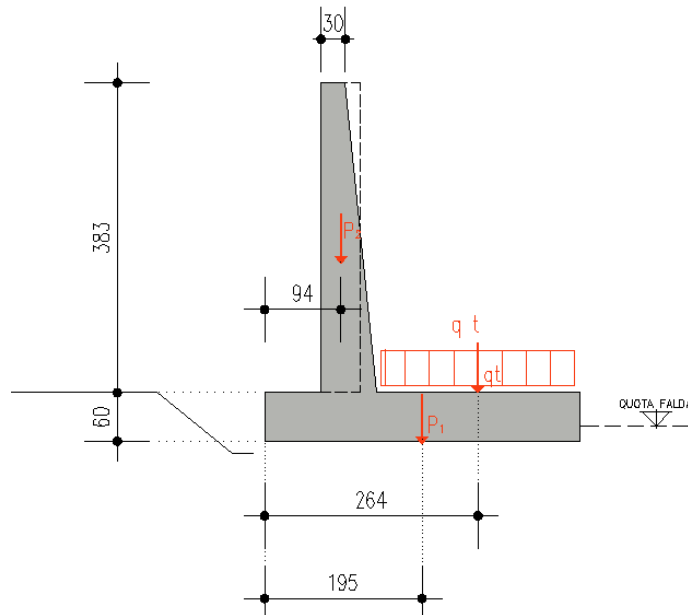
CDC	Tipo	Sigla Id	Descrizione
1	Gk1	P_1, P_2	Pesi propri
2	Gk2	q_t	Peso permanente portato
3	Gk2	Sa_M1	Spinta terre attiva M1
4	Gk2	Sa_M2	Spinta terre attiva M2
5	Qk	Ssovracc_M1	Spinta da sovraccarico su rilevato a riposo M1 (20kN/m ²)
6	Qk	Ssovracc_M2	Spinta da sovraccarico su rilevato a riposo M2 (20kN/m ²)
7	Qk	S.Sism.basso_M1	Spinta sismica verso il basso K (θ) con M1
8	Qk	S.Sism.basso_M2	Spinta sismica verso il basso K (θ) con M2
9	Qk	Inerz.Orizz.basso	Inerzia orizzontale
10	Qk	Inerz. Verticale	Inerzia verticale

I carichi caratteristici sopra elencati, al fine di ottenere le sollecitazioni di progetto per effettuare le successive verifiche, sono opportunamente combinati fra loro.

8.7.1. Peso proprio e carichi permanenti portati

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

- calcestruzzo armato: 25 kN/m³
- terreno sullo sbalzo di fondazione 19.5 kN/m³



(Condizione Elementare 1-2)

Facendo riferimento ad una sezione di lunghezza unitaria si ha che:

$$q_t = 177.3 \text{ kN/ml}$$

$$P_1 = 58.5 \text{ kN/ml}$$

$$P_2 = 46.9 \text{ kN/ml}$$

8.7.2. Spinta delle terre

Il reinterro a ridosso del muro verrà realizzato mediante materiale in sito proveniente dagli scavi. Secondo quanto riportato nella relazione Geotecnica di cui al rif. [1], si assumono, per la tratta di interesse, i seguenti parametri :

$$\gamma_t = 19.5 \text{ kN/m}^3$$

$$c' = 0.00 \text{ Kpa};$$

$$\phi_k = 28^\circ$$

$$\phi'_{dM1} = 28^\circ$$

$$\phi'_{dM2} = \text{artg}(\text{tg}28^\circ/1.25) = 23.043^\circ$$

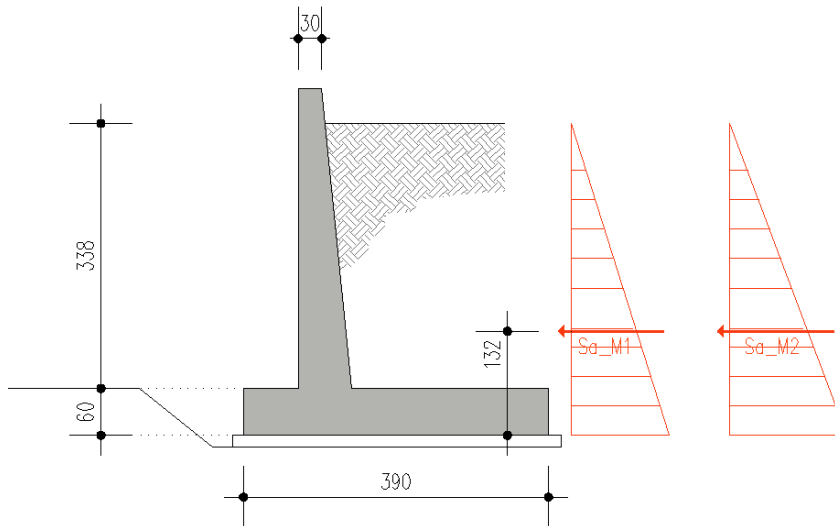
da cui risulta:

	<i>Coeff. M1 - $\gamma_m, \phi=1$</i>	<i>Coeff. M2 - $\gamma_m, \phi=1.25$</i>
<i>Spinta attiva λ_a</i>	0.361	0.437

Si calcolano, di conseguenza, i valori delle spinte secondo la profondità con:

$$S_{a_M1} = (\lambda_{a_M1} \gamma_t H^2)/2 = [0.361 \cdot 19.5 \cdot (3.38 + 0.6)^2]/2 = 55.7 \text{ kN/ml}$$

$$S_{a_M2} = (\lambda_{a_M2} \gamma_t H^2)/2 = [0.437 \cdot 19.5 \cdot (3.38 + 0.6)^2]/2 = 67.5 \text{ kN/ml}$$



(Condizione Elementare 3-4)

8.7.3. Spinte sui piedritti indotte dai sovraccarichi accidentali

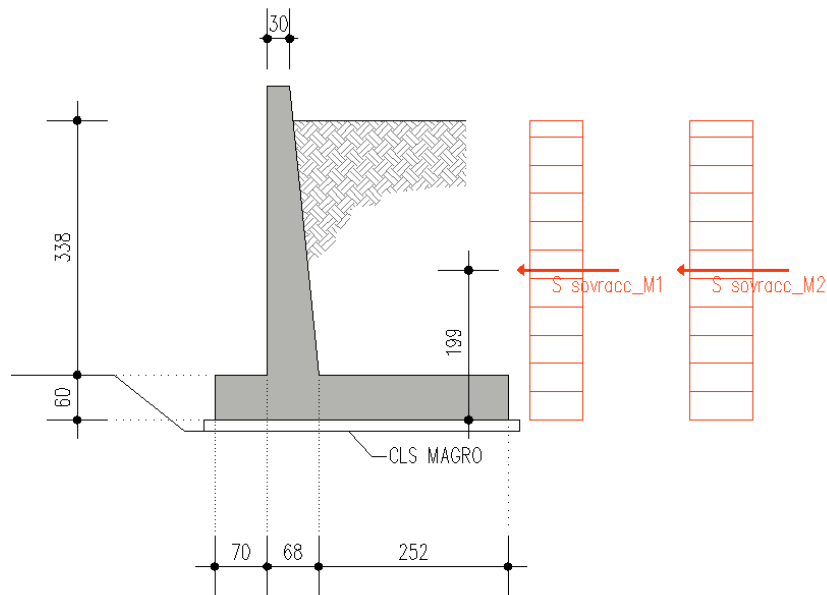
L'unica azione che agisce sullo sbalzo è il peso del terreno soprastante lo sbalzo stesso e, l'eventuale accidentale presente sul terrapieno.

Il sovraccarico accidentale che verrà considerato sul terreno ai fini del calcolo delle spinte si assume pari a $q=20 \text{ kN/m}^2$.

Si calcolano, di conseguenza, i valori delle spinte dovute al sovraccarico:

$$S_{\text{sovracc_M1}} = \lambda_{0_M1} q = 0.531 \cdot 20 = 10.6 \text{ kN/ml}$$

$$S_{\text{sovracc_M2}} = \lambda_{0_M2} q = 0.608 \cdot 20 = 12.2 \text{ kN/ml}$$



(Condizione Elementare 5-6).

8.7.4. Azioni sismiche

8.7.4.1 Stato limite di salvaguardia della vita (SLV)

Per tener conto dell'incremento di spinta del terreno dovuta al sisma si fa riferimento al paragrafo §7.11.6.2 delle NTC2008 "Analisi pseudostatica". Quindi risultano:

$$k_h = 0.31 \cdot 0.3419 = 0.105989$$

$$k_v = 0.5 \cdot 0.105989 = 0.053$$

In considerazione dei valori dei coefficienti sismici orizzontali e verticali sopra determinati, l'angolo θ assume il seguente valore:

$$\theta = \arctg(k_h / (1 - k_v)) = 6.386 \text{ (sisma verso l'alto)}$$

Dati i seguenti parametri:

$$\phi'_{dM1} = 28^\circ$$

$$\phi'_{dM2} = \arctg(\tan 28^\circ / 1.25) = 23.04^\circ$$

$$\psi = 84^\circ;$$

$$\beta = 0^\circ;$$

$$\delta = 2/3 \phi'_d$$

il valore del coefficiente di spinta del terreno (statico + dinamico) calcolato con la formula di Mononobe-Okabe vale:

	Coeff. M1 - $\gamma_{m,\phi}=1$	Coeff. M2 - $\gamma_{m,\phi}=1.25$
K (θ)	0.452	0.528

L'azione sismica totale sulla parete, dovuta alla spinta del terreno risulta pari a:

$$E_{d_M1} = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) K (\theta) H^2 = \frac{1}{2} 19.5 * (1 - 0.053) * 0.452 * (3.38 + 0.6)^2 = 66.1 \text{ kN/ml}$$

$$E_{d_M2} = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) K (\theta) H^2 = \frac{1}{2} 19.5 * (1 - 0.053) * 0.528 * (3.38 + 0.6)^2 = 77.2 \text{ kN/ml}$$

La componente dinamica di spinta " $\Delta S = E_d - Sa$ " è applicata a 0.5 H, mentre la componente statica " Sa " ad 1/3 H.

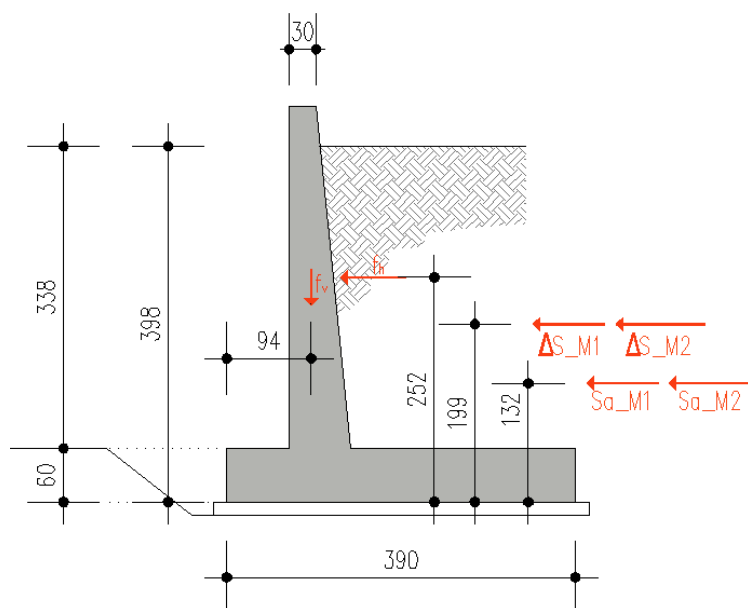
$$\Delta S_{M1} = E_{d_M1} - Sa_{M1} = 66.1 - 55.7 = 10.4 \text{ kN/ml}$$

$$\Delta S_{M2} = E_{d_M2} - Sa_{M1} = 77.2 - 67.5 = 9.7 \text{ kN/ml}$$

La risultante delle forze inerziali orizzontali e verticali indotte dal sisma viene valutata con la seguente espressione:

$$f_h = P_2 \times k_h = 58.5 \times 0.105989 = 6.2 \text{ kN/ml}$$

$$f_v = P_2 \times k_v = 58.5 \times 0.053 = 3.1 \text{ kN/ml}$$



(Condizione Elementare 7-8-9-10)

8.7.5. Condizioni elementari di carico agenti sulla struttura

Si individuano due condizioni di carico elementari, poi opportunamente combinate con i coefficienti parziali delle azioni, per la determinazione delle sollecitazioni agenti sulla struttura:

a.1) Condizione per lo SLU (significativa per le verifiche del paramento e della fondazione nella sezione di attacco reciproco).

Azioni agenti: peso proprio del paramento (compreso anche il peso del terreno sopra il lato inclinato del paramento stesso), spinta del terreno, spinta del sovraccarico accidentale.

a.2) Condizione per lo SLV (significativa per le verifiche del paramento e della fondazione nella sezione di attacco reciproco).

Azioni agenti: peso proprio del paramento (compreso anche il peso del terreno sopra il lato inclinato del paramento stesso), spinta sismica del terreno, inerzia sismica verticale e orizzontale.

8.8. CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI FLESSIONALI

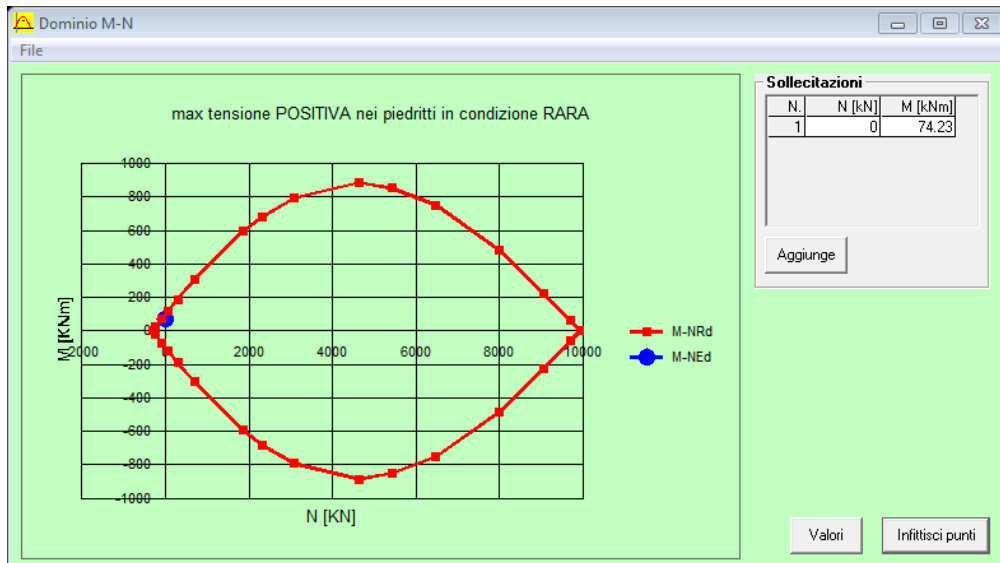
Nel seguito si riporta il calcolo delle sollecitazioni flessionali alla base del piedritto, sia nella combinazione SLU che nella combinazione SLV:

$$\begin{aligned} MEd_{SLU} &= 1.3 \cdot Sa_{M1} \cdot b_{Sa} + 1.5 \cdot S_{sovracc_{M1}} \cdot b_{S_{sovracc}} = 1.3 \cdot 55.7 \cdot (1.32 - 0.6) + 1.5 \cdot 10.6 \cdot (1.99 - 0.6) = \\ &= 52.13 + 22.10 = 74.23 \text{ kN m/ml} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} MEd_{SLV} &= 1.0 \cdot Sa_{M1} \cdot b_{Sa} + 1.0 \cdot \Delta S_{M1} \cdot b_{\Delta S} + 1.0 \cdot f_h \cdot b_f = 1.0 \cdot 55.7 \cdot (1.32 - 0.6) + 1.0 \cdot 10.4 \cdot (1.99 - 0.6) + \\ &+ 1.0 \cdot 6.2 \cdot (2.52 - 0.6) = 40.10 + 14.46 + 11.90 = 66.46 \text{ kN m/ml} \end{aligned}$$

8.9. VERIFICHE DI RESISTENZA

Di seguito si riporta la verifica della sezione di base del muro verticale per la Combinazione di carico risultate più critica.



Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : max tensione POSITIVA nei piedritti in condizione RARA

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	68

N°	As [cm²]	d [cm]
1	3.93	5
2	3.93	63

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni:
 S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	<input type="text" value="0"/>	kN
M _{xEd}	<input type="text" value="74.23"/>	kNm
M _{yEd}	<input type="text" value="0"/>	

P.to applicazione N:
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

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

Tipologia rottura:
 Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali:
 B450C C25/30
 ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 14.17 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 9.75 ‰
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

Calcoli:
 M_{xRd} 101.1 kN m
 σ_c -14.17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.073 ‰
 ε_s 67.5 ‰
 d 63 cm
 x 2.743 x/d 0.04354
 δ 0.7

Parametri:
 N° rett. 100
 L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso

8.10. VERIFICHE GEOTECNICHE

8.10.1. Verifica di scorrimento sul piano di posa

Nella verifica allo scorrimento le azioni sono le forze agenti parallelamente al piano di posa della fondazione, mentre le resistenze sono rappresentate dalla risultante delle tensioni tangenziali limite sullo stesso piano.

Forza di scorrimento statica:

$$F_S = 1 * Sa_{M2} + 1.3 * S_{sovracc}_{M2} = 1 * 67.5 + 1.3 * 12.2 = 83.36 \text{ kN}$$

Forza resistente statica:

$$F_R = 1 * (P1+P2+qt) * \text{tg} \delta = 1 * (58.5 + 46.9 + 177.3) * \text{tg}[2/3(\arctg(\text{tg}38^\circ/1.25))] = 110.43 \text{ kN}$$

$$\rightarrow \gamma_R = F_R / F_S = 110.43/83.36 = 1.3 > 1.0 \text{ **Verifica soddisfatta**}$$

Forza di scorrimento sismica:

$$F_S = 1 * Sa_{M2} + 1 * \Delta S_{M2} + 1 * f_h = 1 * 67.5 + 1 * 9.7 + 1 * 6.2 = 83.4 \text{ kN}$$

Forza resistente sismica:

$$F_R = (1-k_v) * (P1+P2+qt) * \text{tg} \delta = (1-0.053) * (58.5 + 46.9 + 177.3) * \text{tg}21.33^\circ = 104.5 \text{ kN}$$

$$\rightarrow \gamma_R = F_R / F_S = 104.5/83.4 = 1.25 > 1.0 \text{ **Verifica soddisfatta**}$$

8.10.2. Verifica al ribaltamento

Nella verifica al ribaltamento le **azioni** sono espresse dai *momenti ribaltanti*, dovuti alla componente orizzontale della spinta del terreno e dell'azione del sovraccarico. Il momento è quindi dato dal prodotto della forza che si sta considerando (applicata nel baricentro del diagramma di spinta) per il braccio, calcolato rispetto al centro istantaneo di rotazione.

Le **resistenze** sono i *momenti stabilizzanti*, dovuti al peso del muro e al peso del terreno sovrastante la soletta di fondazione (analogamente a quanto detto per la verifica allo scorrimento, a vantaggio di sicurezza si trascura il contributo dovuto alla componente verticale della spinta del terreno e del carico accidentale sulla soletta interna). Il peso del terreno sulla soletta di fondazione può essere ragionevolmente considerato alla stessa maniera del peso del muro come una **azione permanente favorevole** strutturale. Una volta calcolata la resistenza di progetto R_d utilizzando i coefficienti parziali sulle azioni, le azioni di progetto E_d , cioè le spinte, sono calcolate utilizzando i parametri geotecnici ottenuti nella combinazione M2. La verifica al ribaltamento è soddisfatta se il rapporto tra momenti stabilizzanti (M_{Stab}) e momenti ribaltanti (M_{Rib}) è maggiore di 1.

Momento ribaltante statico:

$$M_{Rib} = 1 * Sa_{M2} * b_{Sa} + 1.3 * S_{sovracc}_{M2} * b_{S_{sovracc}} = 1 * 67.5 * 1.32 + 1.3 * 12.2 * 1.99 = 120.66 \text{ kN}$$

Momento stabilizzante statico:

$$M_{\text{Stab}} = 1 * P_1 * b_1 + 1 * P_2 * b_2 + 1 * q_t * b_t = 1 * 58.5 * 0.94 + 1 * 46.9 * 1.95 + 1 * 177.3 * 2.64 = 614.5 \text{ kN}$$

$$\rightarrow \gamma_R = M_{\text{Stab}} / M_{\text{Rib}} = 614.5 / 120.66 = 5.1 > 1.0 \text{ *Verifica soddisfatta*}$$

Momento ribaltante sismico:

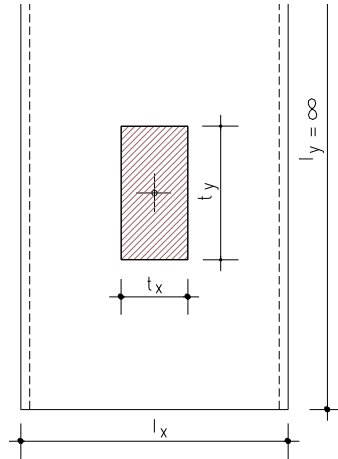
$$M_{\text{Rib}} = 1 * S_{a_M2} * b_{Sa} + 1.0 * \Delta S_{_M2} * b_{\Delta S} + 1 * f_h * b_f = 1 * 67.5 * 1.32 + 1 * 9.7 * 1.99 + 1 * 6.2 * 2.52 = 124.0 \text{ kN}$$

Momento stabilizzante statico:

$$M_{\text{Stab}} = 1 * P_1 * b_1 + 1 * P_2 * b_2 + (1 - k_v) * q_t * b_t = 1 * 58.5 * 0.94 + 1 * 46.9 * 1.95 + (1 - 0.053) * 177.3 * 2.64 = 589.7 \text{ kN}$$

$$\rightarrow \gamma_R = M_{\text{Stab}} / M_{\text{Rib}} = 589.7 / 124.0 = 4.75 > 1.0 \text{ *Verifica soddisfatta*}$$

9. ALLEGATO A. –TABELLE PER IL CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI TRASVERSALI NELLA SOLETTA SUPERIORE



Piastra rettangolare appoggiata sui quattro lati caricata uniformemente su una zona rettangolare centrale

Valori di α_{ym}

t_x/l_x	1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50	0.40	0.30	0.20	0.10	0.05
t_y/l_x											
1.00	0.0210	0.0230	0.0250	0.0268	0.0285	0.0299	0.0312	0.0322	0.0330	0.0334	0.0335
0.90	0.0245	0.0269	0.0292	0.0313	0.0333	0.0351	0.0366	0.0378	0.0388	0.0393	0.0395
0.80	0.0286	0.0314	0.0341	0.0366	0.0390	0.0411	0.0430	0.0445	0.0456	0.0463	0.0465
0.70	0.0333	0.0366	0.0398	0.0428	0.0457	0.0483	0.0506	0.0525	0.0539	0.0548	0.0550
0.60	0.0388	0.0427	0.0464	0.0501	0.0535	0.0567	0.0596	0.0620	0.0639	0.0651	0.0654
0.50	0.0452	0.0496	0.0541	0.0585	0.0627	0.0667	0.0704	0.0736	0.0761	0.0778	0.0782
0.40	0.0525	0.0578	0.0630	0.0683	0.0735	0.0786	0.0834	0.0878	0.0914	0.0938	0.0945
0.30	0.0608	0.0670	0.0732	0.0796	0.0861	0.0927	0.0993	0.1055	0.1111	0.1150	0.1161
0.20	0.0703	0.0774	0.0849	0.0926	0.1008	0.1095	0.1186	0.1280	0.1372	0.1449	0.1471
0.10	0.0809	0.0892	0.0981	0.1075	0.1179	0.1293	0.1422	0.1569	0.1739	0.1921	0.1993
0.05	0.0867	0.0957	0.1053	0.1157	0.1273	0.1405	0.1558	0.1745	0.1979	0.2290	0.2472

$$l_y = \infty$$

$$P = p * t_x * t_y$$

$$M_{ym} = \alpha_{ym} * P$$