

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

CODICE C.U.P. E81B08000060009

PROGETTO DEFINITIVO

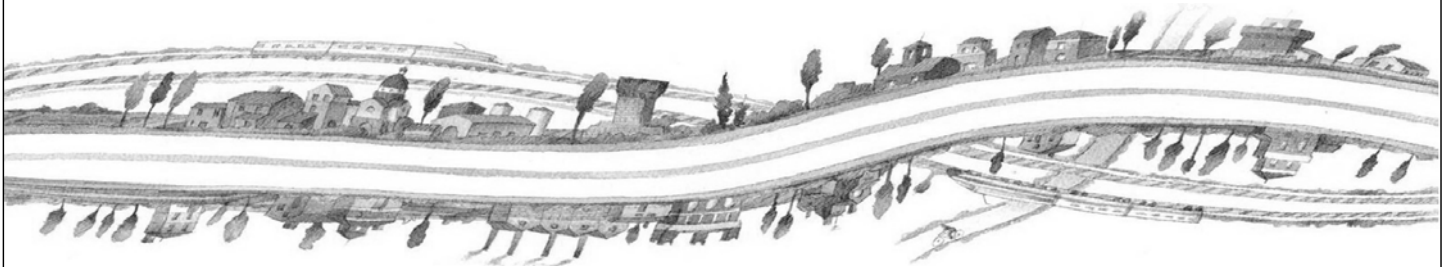
ASSE AUTOSTRADALE

OPERE STRUTTURALI

ARCHITETTONICI

PORTA DI ESAZIONE A 9 PISTE TIPOLOGICO

RELAZIONE DI CALCOLO CUNICOLO



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	Zadra	De Fazio	Salsi					
REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDAZIONE	CONTROLLO	APPROVAZIONE					
IDENTIFICAZIONE ELABORATO					DATA: MAGGIO 2012					
NUM. Progr.	FASE	LOTTO	GRUPPO	CODICE OPERA WBS	TRATTO OPERA	AMBITO	TIPO ELABORATO	PROGRESSIVO	REV.	SCALA:
3502	PD	0	S00	SFB00	0	FB	RC	03	A	

INDICE

1. INTRODUZIONE	3
2. DESCRIZIONE DELL'OPERA	4
3. RIFERIMENTI NORMATIVI.....	5
4. SOFTWARE IN USO	6
5. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI	8
6. SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE.....	9
6.1. COMBINAZIONI DELLE AZIONI.....	9
6.2. VALORI LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE	13
7. PARAMETRI DI PROGETTO.....	14
7.1. ELABORATO DI RIFERIMENTO	14
7.2. VITA NOMINALE	14
7.3. CLASSI D'USO	15
7.4. PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA.....	15
8. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E DELLE AZIONI SISMICHE.....	17
8.1. CALCOLO DELLE SPINTE SUI PARAMENTI VERTICALI	17
8.2. SPINTE ATTIVE IN CONDIZIONE STATICHE.....	18
8.3. SPINTA A RIPOSO	19
8.4. SPINTA ATTIVA IN CONDIZIONE SISMICHE	19
8.5. SOVRASPINTE SISMICHE SU MURI NON IN GRADO SI SPOSTARSI	23
8.6. PARAMETRI GEOTECNICI	24
8.7. MODELLAZIONE STRUTTURALE	24
8.8. MATERIALI.....	26
8.9. MODELLAZIONE ELEMENTI STRUTTURALI	27
9. ANALISI DEI CARICHI	29
10. MODELLO DI CALCOLO, RISULTATI E VERIFICHE	45

10.1. CASI DI CARICO.....	46
10.2. COMBINAZIONI DI CARICO.....	60
10.3. INVILUPPO SOLLECITAZIONI	64
10.4. VERIFICA SLU	69
10.5. ARMATURA DI RIPARTIZIONE DELLO SCATOLARE.....	89
10.6. VERIFICA GEOTECNICA DI GALLEGGIAMENTO.....	89
11. VERIFICA DELLE PRESSIONI SUL TERRENO	92

1. INTRODUZIONE

La presente relazione di calcolo è relativa al progetto definitivo del cunicolo a servizio delle piste di autostazione nell'ambito dell'intervento di realizzazione della nuova "Autostrada Regionale Cispadana", infrastruttura stradale di categoria A, avente origine in corrispondenza del casello di Reggiolo-Rolo sulla A22 "Autostrada del Brennero" e termine al casello di Ferrara Sud sulla A13 "Autostrada Bologna-Padova".

Nello specifico si eseguirà il calcolo del cunicolo relativamente alla sezione trasversale tipologica, considerando i sia carichi statici sia i carichi sismici sia le resistenze dei terreni più cautelativi in relazione all'ubicazione delle opere per il loro dimensionamento strutturale.

Il cunicolo sarà dotato di scale per consentire la risalita degli operatori ai caselli e costituisce elemento strutturale di collegamento delle fondazioni relative alle strutture della pensilina.

2. DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il cunicolo oggetto di verifica è ubicato nelle seguenti autostazioni ed è caratterizzato dalle seguenti dimensioni:

1. Autostazione Reggiolo - Rolo a 11 piste

Sezione interna netta BxH = 3.40 x 2.55m

Platea di base = 55.50 x 5.00m

2. Autostazione San Possidonio – Concordia - Mirandola a 9 piste

Sezione interna netta BxH = 3.40 x 2.55m

Platea di base = 43.70 x 5.00m

3. Autostazione San Felice sul Panaro – Finale Emilia a 9 piste

Sezione interna netta BxH = 3.40 x 2.55m

Platea di base = 43.70 x 5.00m

4. Autostazione Cento a 7 piste

Sezione interna netta BxH = 3.40 x 2.55m

Platea di base = 31.90 x 5.00m

5. Autostazione Poggio Renatico a 9 piste

Sezione interna netta BxH = 3.40 x 2.55m

Platea di base = 43.70 x 5.00m

6. Barriera Ferrara Sud a 13 piste

Sezione interna netta BxH = 3.40 x 2.55m

Platea di base = 67.30 x 5.00m

Il cunicolo verrà realizzato in c.a. in opera è sarà caratterizzato da una ciabatta di fondazione di spessore 50cm, da piedritti di spessore 40cm e da un soletta di spessore 40cm.

3. RIFERIMENTI NORMATIVI

Per quanto concerne i riferimenti normativi inerenti la progettazione dell'opera, si fa riferimento all'elaborato di riferimento PD_0_0000_0000_0_GE_KT_01_A "*Elenco delle Normative di riferimento*".

4. SOFTWARE IN USO

Le calcolazioni sono effettuate con il codice di calcolo ad elementi finiti PRO_SAP PROfessional Structural Analysis Program versione 8.5.0 prodotto dalla 2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria s.r.l., Ferrara.

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione. Nello specifico, 2S.I. ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche. E' possibile reperire la documentazione contenente alcuni dei più significativi casi trattati al link: <http://www.2si.it/Software/Affidabilità.htm>.

La verifica della sicurezza degli elementi strutturali avviene con i metodi della scienza delle costruzioni. L'analisi strutturale è condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tensodeformativo indotto da carichi statici. Operativamente essa è effettuata con il metodo degli elementi finiti. Tale metodo si basa sulla schematizzazione della struttura in elementi connessi solo in corrispondenza di un numero prefissato di punti denominati nodi. I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento globale. Le incognite del problema (nell'ambito del metodo degli spostamenti) sono le componenti di spostamento dei nodi riferite al sistema di riferimento globale (traslazioni secondo X, Y, Z, rotazioni attorno X, Y, Z). La soluzione del problema si ottiene con un sistema di equazioni algebriche lineari i cui termini noti sono costituiti dai carichi agenti sulla struttura opportunamente concentrati ai nodi:

$$K u = F$$

K = matrice di rigidezza; u = vettore spostamenti nodali; F = vettore forze nodali.

Dagli spostamenti ottenuti con la risoluzione del sistema vengono quindi dedotte le sollecitazioni e/o le tensioni di ogni elemento, riferite generalmente ad una terna locale all'elemento stesso. Il sistema di riferimento utilizzato è costituito da una terna cartesiana destrorsa XYZ. Si assume l'asse Z verticale ed orientato verso l'alto.

Si precisa che il software prevede una serie di controlli automatici (check) che consentono l'individuazione di errori di modellazione. Al termine dell'analisi un controllo automatico identifica la presenza di spostamenti o rotazioni abnormi. Si può pertanto asserire che l'elaborazione sia corretta e completa.

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli che ne comprovano l'attendibilità. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali e adottati, anche in fase di primo proporzionamento della struttura. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati

tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

5. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

Relativamente alle caratteristiche dei materiali impiegati per la realizzazione della struttura si fa riferimento all'elaborato di riferimento PD_0_0000_0000_0_GE_TB_01_A "*Tabella materiali e classi di esposizione calcestruzzo*".

6. SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE

La sicurezza e le prestazioni dell'opera vengono valutate conformemente a quanto prescritto dal D.M. Infrastrutture e Trasporti 14 gennaio 2008 (Suppl. Ord. alla G.U. 4.2.2008, n. 29) e allegate norme tecniche in relazione agli stati limite che possono verificarsi durante la vita nominale dell'opera.

La sicurezza delle strutture deve essere valutata nei confronti degli stati limite ultimi e nei confronti degli stati limite di esercizio.

Il superamento di uno stato limite ultimo ha carattere irreversibile e si definisce collasso.

Il superamento di uno stato limite di esercizio può avere carattere irreversibile o reversibile.

In relazione alla tipologia costruttiva ed al tipo di struttura la norma prescrive le verifiche da effettuarsi sia per gli SLU sia per gli SLE.

Nel caso in esame di costruzione in calcestruzzo armato si fa riferimento al paragrafo §4.1.2 per verifiche statiche e ai paragrafi §7.3.6 e §7.3.7. per le verifiche sismiche.

6.1. COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Le azioni che cimentano le strutture per le verifiche agli stati SLU ed SLE sono indicate ai paragrafi §2.5.3 ed §7.1.

In particolare per lo stato limite ultimo SLU statico con coefficienti parziali γ :

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{K1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{K2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{K3} + \dots$$

In particolare per lo stato limite ultimo SLE statico:

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche delle tensioni ammissibili (\rightarrow § 2.7 – D.M.08):

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

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

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

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

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

In particolare per lo stato limite ultimo SLU sismico con azione SLV con Pvr 10%

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

In particolare per lo stato limite esercizio SLE sismico con azione SLD con Pvr 63%

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

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.II , 6.5.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	M ₁	M ₂
		γ_M		
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1	1,25
Resistenza non drenata	c'_{uk}	γ_{cu}	1	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1	1

Figura 6.1 – 1 - Coefficienti parziali per i parametri del terreno (tab.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	$\gamma_R = 1$	$\gamma_R = 1$
---------------------------------------	----------------	----------------

Figura 6.1 – 2 - Coefficienti parziali γ_R per la resistenza del sistema (tab.6.5.I NTC 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	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	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

Figura 6.1 - 3 - Coefficienti parziali di sicurezza (tab.5.1.V NTC 2008)

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente Ψ_0 di combinazione	Coefficiente Ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente Ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	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
Vento q_5	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
	4 (folla)	----	0,75	0,0
Neve q_5	5	0,0	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Temperatura	esecuzione	0,8	0,6	0,5
	T_k	0,6	0,6	0,5

Figura 6.1 - 4 - Coefficienti parziali di sicurezza (tab.5.1.VI NTC 2008)

Combinazioni per la verifica allo SLU

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

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

Combinazioni per la verifica allo SLE

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

- Frequente) $\Rightarrow G_1 + G_2 + \Psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \Psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$
- Quasi permanente) $\Rightarrow G_1 + G_2 + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \Psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$
- Rara) $\Rightarrow G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_i \Psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$

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

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):

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

- 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:

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

6.2. VALORI LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE

Si assumono i seguenti valori di classe di esposizione:

- Fondazioni e muri di fondazioni = XC2 condizioni ambientali ordinarie
- Pilastri e muri in elevazione = XC3 condizioni ambientali ordinarie

combinazione frequente: $w_3 = 0.40 \text{ mm};$

combinazione quasi permanente: $w_2 = 0.30 \text{ mm}.$

- Travi e solai = XC4 condizioni ambientali aggressive

combinazione frequente: $w_2 = 0.30 \text{ mm};$

combinazione quasi permanente: $w_1 = 0.20 \text{ mm}.$

7. PARAMETRI DI PROGETTO

Il presente paragrafo mira a definire correttamente i parametri di “Vita Nominale”, “Classe d’Uso” e “Periodo di Riferimento” da adottare per lo studio delle opere strutturali inerenti il progetto definitivo dell’Autostrada Cispadana in accordo a quanto riportato nelle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni NTC, approvate con D.M. del 14 Gennaio 2008, alla luce di quanto già stabilito nel Progetto Preliminare dell’Autostrada stessa.

I parametri in oggetto sono indispensabili per una corretta valutazione puntuale della sollecitazione sismica da considerare in fase di progettazione delle opere strutturali; in quanto da essi dipende la definizione del Periodo di Ritorno T_R dell’opera e quindi la valutazione dei parametri a_g , F_0 e T_C^* .

In ambito di NTC08 vi è infatti la possibilità di definire in maniera “locale” le componenti fondamentali della stima di pericolosità sismica.

Si riporta nel seguito quanto riportato in Normativa, al punto §2.4, in merito ai parametri oggetto della trattazione.

7.1. ELABORATO DI RIFERIMENTO

Nello specifico, si fa riferimento all’elaborato PD_0_0000_0000_0_GE_KT_02_A “*Vita Utile e Classi d’uso delle opere*”.

7.2. VITA NOMINALE

La vita nominale di un’opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella tabella seguente e deve essere precisata nei documenti di progetto.

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali – Strutture in fase costruttiva	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

7.3. CLASSI D'USO

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

7.4. PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, 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

Alla luce di quanto riportato, ed in relazione alla importanza critica delle opere di progetto, è possibile riassumere nella tabella seguente i parametri da adottare per i manufatti in progetto:

ASSE AUTOSTRADALE				
OPERA	Vita Nominale V_N [anni]	Classe d'uso	Coefficiente d'uso	Periodo di riferimento V_R [anni]



<i>Edifici di stazione di esazione</i>	50	IV	2,0	100
<i>Caserma di polizia</i>	50	IV	2,0	100
<i>Centro assistenza utenza (C.A.U)</i>	50	IV	2,0	100
<i>Centro servizi assistenza (C.S.A)</i>	50	IV	2,0	100
<i>Sede del Concessionario</i>	50	IV	2,0	100
<i>Pensilina piste autostazione</i>	100	IV	2,0	200
<i>Cunicolo autostazione</i>	100	IV	2,0	200

8. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E DELLE AZIONI SISMICHE

Il modello della struttura è tridimensionale ed è tale da rappresentare in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidità e resistenza.

L'intero modello considera una sezione scatolare di lunghezza unitaria vincolata alla base su una trave su suolo elastico alla Winkler.

Il modello della struttura è lineare: la rigidità degli elementi strutturali sono determinate trascurando le non linearità geometriche e di materiale.

Le azioni sismiche sono modellate direttamente con l'ausilio degli spettri di risposta secondo quanto previsto dalla analisi statica.

8.1. 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

- Componente Orizzontale = $k_h g$
- Componente 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 categoria dei **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, assumendo:

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

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:

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

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.

$$(SLV)k_n = \beta_m \cdot a_{max}/g \quad (\beta_m \text{ da Tab 7.11.II})$$

in questo caso $\beta_m = 0.31$.

Seguono ora criteri generali di valutazione delle spinte, applicabili a geometrie ordinarie. Nel caso di geometrie complesse, quali muri di sottoscarpa, caratterizzati da un profilo del rilevato non piano è tuttavia raccomandabile ricorrere a metodi più generali.

8.2. SPINTE ATTIVE IN CONDIZIONE STATICHE

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

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

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:

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

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.

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

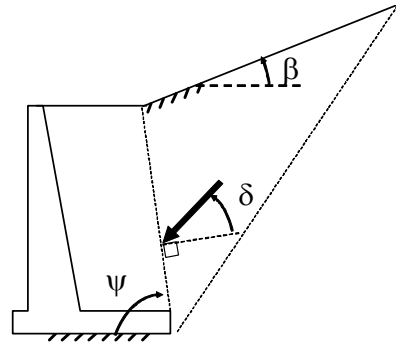


Figura 8.2 -1 - Condizione di spinta Attiva – teoria di Coulomb

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).

8.3. SPINTA 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:

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

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

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

Con $OCR = GSC =$ grado di sovraconsolidazione.

8.4. SPINTA ATTIVA IN CONDIZIONE 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:

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

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):

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

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

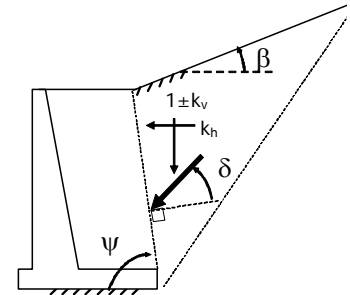


Figura 8.4 - 1 - Condizione di spinta Attiva – teoria di M-O

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.

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:

$$\gamma^* = \gamma_d$$

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

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

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:

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

$$E_{wd} = 0$$

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 sovrappinta idrodinamica della stessa acqua di falda.

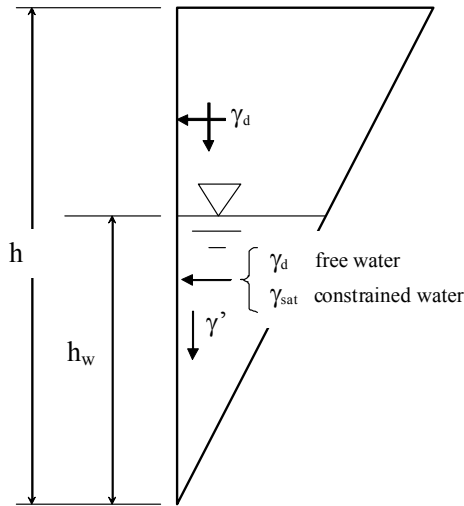
$$E_{ws} = \frac{1}{2} \gamma_w H^2$$

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

Rilevato 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



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

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

Figura 8.4 - 2 - Condizione di spinta Attiva – teoria di M-O

Definendo:

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

si applicherà poi la formula per il calcolo di E_d calcolando i coefficienti di spinta tramite le formule di M-Oe ponendo $\gamma^* = \gamma_v^*$.

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 $K_{A,E}$.

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:

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

8.5. SOVRASPINTE SISMICHE SU MURI NON IN GRADO SI 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 dalla fondazione dello scatolare al piano stradale

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

Nel caso di scatolare, si assumerà $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ = peso di volume del materiale compattato del rilevato.

Il punto di applicazione della spinta che interessa lo scatolare è posto $h_{scat}/2$, 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.

8.6. PARAMETRI GEOTECNICI

In relazione al calcolo delle azioni e delle spinte delle terre sui piedritti dello scatolare si assumo i seguenti parametri geotecnici considerando che il riempimento dello scavo, eseguito il manufatto, verrà realizzato con materiale arido di buone caratteristiche tipo **A2.4**.

Si ipotizza:

- angolo di attrito interno $\phi = 38^\circ$
- Coefficiente di spinta a riposo $k_0 = 1 - \sin(38^\circ) = 0.384$ (stato limite STR)
- Coefficiente di spinta attiva $k_a = \tan^2 (180^\circ/4 - 38^\circ/2) = 0.237$ (stato limite STR)
- Coefficiente di spinta a riposo $k_{0,M2} = 1 - (\sin(\arctan(\tan(35^\circ)/1.25))) = 0.470$ (stato limite GEO)
- Coefficiente di spinta attiva $k_{a,M2} = \tan^2 (180^\circ/4 - 32^\circ/2) = 0.307$ (stato limite GEO)
- Peso specifico terreno asciutto $\gamma_{dry} = 20.00 \text{ kN/m}^3$
- Peso specifico terreno saturo $\gamma_{sat} = 21.00 \text{ kN/m}^3$
- Coefficiente di sottofondo $K_s = 5000 \text{ kN/m}^3$

Il peso specifico della piattaforma stradale viene stimato in 24 kN/m^3

8.7. MODELLAZIONE STRUTTURALE

L'analisi della struttura scatolare è stata condotta con un programma agli elementi finiti (Prosap) schematizzando i vari setti con elementi "beam".

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 e' 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.

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

Si riassume lo schema geometrico della sezione retta dello scatolare

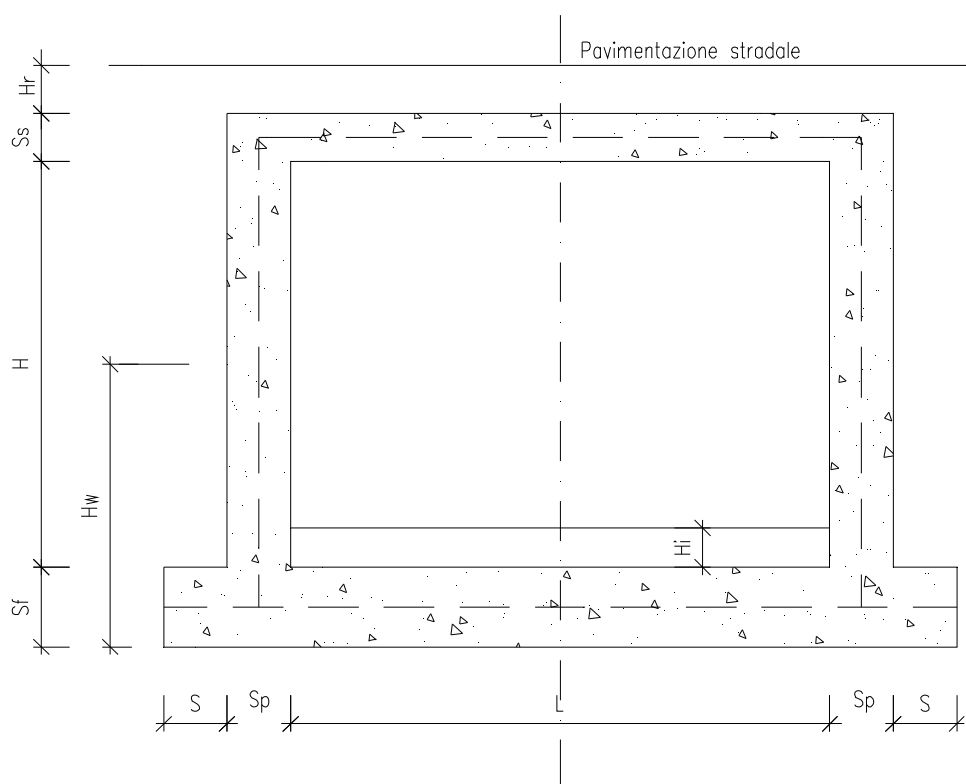


Figura 8.7 - 1 – Sezione scatolare

L	= 3.40m
H	= 2.55m
Hr	= 0.30m
Hi	= 0.10m
Sp	= 0.40m
Ss	= 0.40m
Sf	= 0.50m
S	= 0.40m
Hw	= 2.25m (ipotizzando la falda alla quota di .50m da piano campagna attuale ed il piazzale finito a +1.00m dallo stesso piano campagna)

8.8. MATERIALI

A seguire si riportano le caratteristiche meccaniche dei materiali utilizzati nella modellazione. Nella figura seguente la sigla "Id" (abbreviazione per "identificativo"), identifica il tipo di materiale impiegato per ogni elemento strutturale. Si precisa che per le fondazioni è stato impiegato un *c/s* C25/30; per i piedritti un *c/s* C28/35 ed infine per la soletta un *c/s* C32/40.

Id	Tipo / Note		Young	Poisson	G	Gamma	Alfa
		daN/cm ²	daN/cm ²		daN/cm ²	daN/cm ³	
1	Calcestruzzo Classe C25/30		3.145e+05	0.12	1.404e+05	2.50e-03	1.00e-05
	Rck	300.0					
	fctm	25.6					
3	Calcestruzzo Classe C28/35		3.260e+05	0.12	1.455e+05	2.50e-03	1.00e-05
	Rck	350.0					
	fctm	28.4					
4	Calcestruzzo Classe C32/40		3.360e+05	0.12	1.500e+05	2.50e-03	1.00e-05
	Rck	400.0					
	fctm	31.0					

ove:

1	cemento armato	Rck	resistenza caratteristica cubica
		Fctm	resistenza media a trazione semplice
Young	modulo di elasticità normale		
Poisson	coefficiente di contrazione trasversale		
G	modulo di elasticità tangenziale		
Gamma	peso specifico		
Alfa	coefficiente di dilatazione termica		



Figura 8.8 - 1 – Codice “Id” materiali (elementi D2)

8.9. MODELLAZIONE ELEMENTI STRUTTURALI

Le sezioni utilizzate nella modellazione sono individuate da una sigla identificativa ed un codice numerico (gli elementi strutturali richiamano quest’ultimo nella propria descrizione). Per ogni sezione vengono riportati in tabella i seguenti dati:

Id	Tipo	Area	A V2	A V3	Jt	J 2-2	J 3-3	W 2-2	W 3-3	Wp 2-2	Wp 3-3
		cm2	cm2	cm2	cm4	cm4	cm4	cm3	cm3	cm3	cm3
1	soletta inferiore: b=100.00 h =50.00	5000.00	4166.67	4166.67	2.854e+06	4.167e+06	1.042e+06	8.333e+04	4.167e+04	1.250e+05	6.250e+04
2	pedritti: b=100.00 h =40.00	4000.00	3333.33	3333.33	1.596e+06	3.333e+06	5.333e+05	6.667e+04	2.667e+04	1.000e+05	4.000e+04
3	soletta superiore: b=100.00 h =40.00	4000.00	3333.33	3333.33	1.596e+06	3.333e+06	5.333e+05	6.667e+04	2.667e+04	1.000e+05	4.000e+04

Ove:

Area	area della sezione
Jt	fattore torsionale di rigidezza
J2-2	momento d'inerzia della sezione riferito all'asse 2
J3-3	momento d'inerzia della sezione riferito all'asse 3
W2-2	modulo di resistenza della sezione riferito all'asse 2
W3-3	modulo di resistenza della sezione riferito all'asse 3
Wp2-2	modulo di resistenza plastico della sezione riferito all'asse 2

Wp3-3 modulo di resistenza plastico della sezione riferito all'asse 3



Figura 8.9 - 1 – Codice “Id” sezioni (elementi D2)

9. ANALISI DEI CARICHI

- **Peso proprio delle strutture GgK CDC 1**

Computato automaticamente dal programma di calcolo in ragione del peso specifico del c.a. (**25 kN/m³**)

Tali carichi sono ricompresi nel caso di carico CDC 1

- **Permanente portato compiutamente definito Gk CDC 2**

Il carico permanente portato dalla soletta superiore è costituito da una pavimentazioni di 30cm in cls:

- $0.30 \times 24 = 7.20 \text{ kN/mq}$

Il carico permanente portato dalla soletta inferiore è costituito da una pavimentazioni di 15cm in cls:

- $0.15 \times 24 = 3.60 \text{ kN/mq}$

Tali carichi sono ricompresi nel caso di carico CDC 2

- **Spinta delle terre Gk CDC 3,4,5,6**

Il re-interro 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:

- $p_h = \lambda \cdot \gamma \cdot z$

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

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

$$p_2 = (24.00 \times 0.30 + 20.00 \times 0.20) \times 0.384 = 4.30 \quad \text{kN/m}^2$$

$$p_{12} = p_2 + (20.00 \times 0.20) \times 0.384 = 5.83 \quad \text{kN/m}^2$$

$$p_w = p_{12} + (20.00 \times 0.80) \times 0.384 = 11.98 \quad \text{kN/m}^2$$

$$p_{11} = p_w + (11.00 \times 1.75) \times 0.384 + (10.000 \times 1.75) = 36.87 \quad \text{kN/m}^2$$

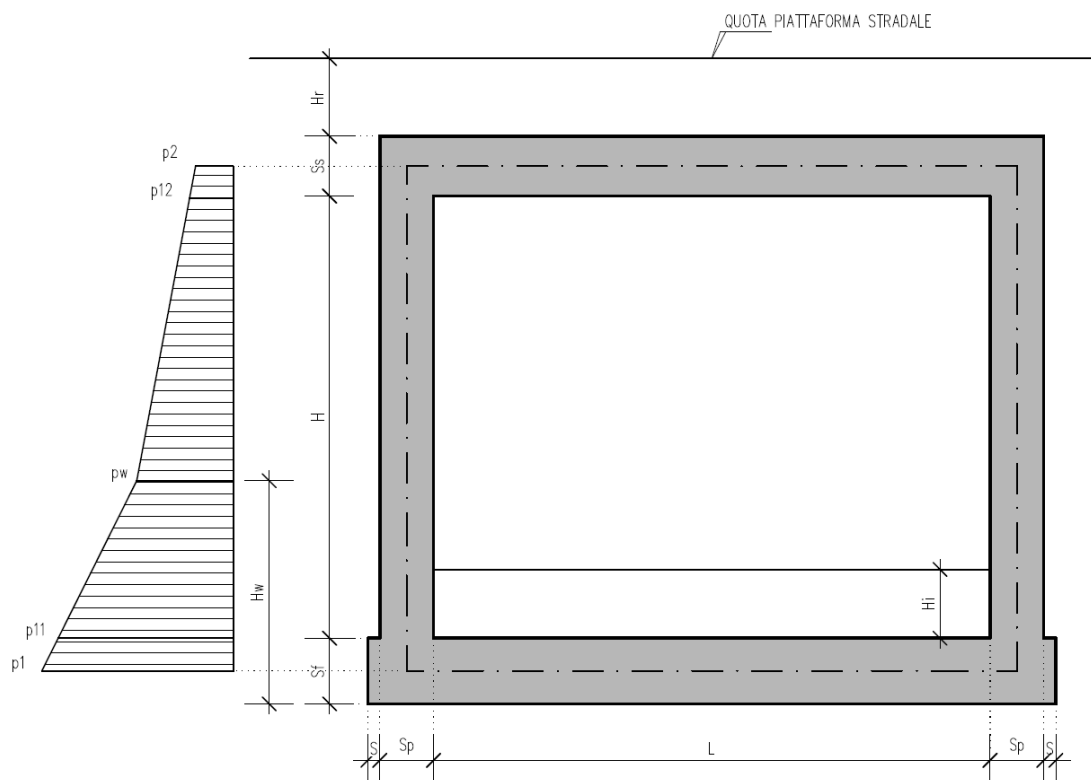
$$p_1 = p_{11} + (11.00 \times 0.25) \times 0.384 + (10.000 \times 0.25) = 40.42 \quad \text{kN/m}^2$$

Tali spinte vengono considerate nella Condizione Elementare (CDC 3) sul piedritto sx e nella Condizione Elementare (CDC 4) sul piedritto dx.

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

$$\begin{aligned}
 p_2 &= (24.00 \times 0.30 + 20.00 \times 0.20) \times 0.237 &= 2.65 & \text{kN/m}^2 \\
 p_{12} &= p_2 + (20.00 \times 0.20) \times 0.237 &= 3.60 & \text{kN/m}^2 \\
 p_w &= p_{12} + (20.00 \times 0.80) \times 0.237 &= 7.39 & \text{kN/m}^2 \\
 p_{11} &= p_w + (11.00 \times 1.75) \times 0.237 + (10.000 \times 1.75) &= 29.45 & \text{kN/m}^2 \\
 p_1 &= p_{11} + (11.00 \times 0.25) \times 0.237 + (10.000 \times 0.25) &= 32.60 & \text{kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Tali spinte vengono considerate nella Condizione Elementare (CDC 5) sul piedritto sx e nella Condizione Elementare (CDC 6) 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.

• **Spinta della falda interna allo scatolare CDC 7**

L'opera non è sollecitata da azioni di falda interne allo scatolare. Condizione di carico CDC 7

• **Carichi veicolari sulla soletta superiore CDC 8,9,10**

I casi di carico CDC8, CDC9, CDC10 e CDC11 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:

- $Q_{1k} = 300$ kN ad asse ($300 + 300 = 600$ kN) su corsia n.1 di larghezza convenzionale pari a 3 m ;
- $Q_{2k} = 200$ kN ad asse ($200 + 200 = 400$ kN) su corsia n.2 di larghezza convenzionale pari a 3 m ;
- $Q_{3k} = 100$ kN ad asse ($100 + 100 = 200$ 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 $q_{1k} = 9$ kN/m² 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/m²).

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 dello scatolare. 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 $q_{1k} = 9$ kN/m².

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

La larghezza di diffusione **L_{dl}** del carico tandem in direzione longitudinale è pari a:

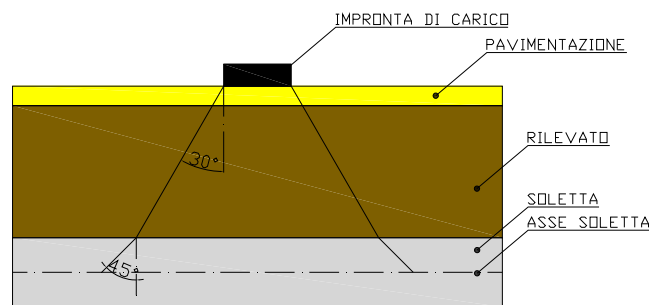
- $L_{dl} = 1.60 + 2 \times (\tan 30^\circ \times H_r + \tan 45^\circ \times S_s / 2)$

Nel caso in esame risulta:

- $L_{dt} = 1.60 + 2 \times (\tan 30^\circ \times 0.30 + \tan 45^\circ \times 0.40 / 2) = 2.35\text{m}$

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

In direzione trasversale alla strada detta **Ldt** 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:

- $L_{dt} = 2.40 + 2 \times (\tan 30^\circ \times H_r + \tan 45^\circ \times S_s / 2)$

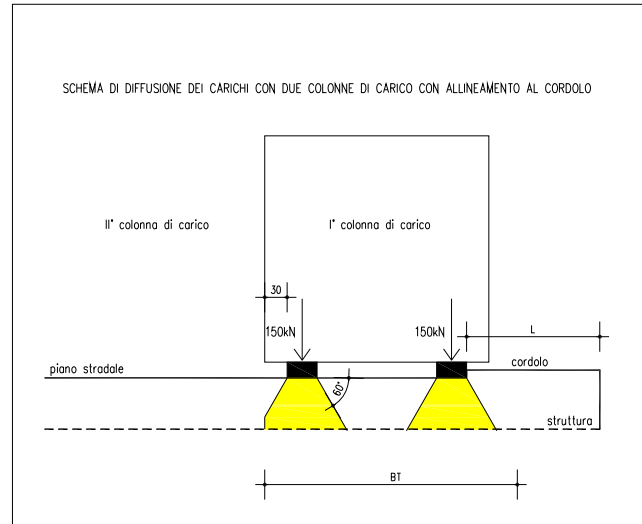
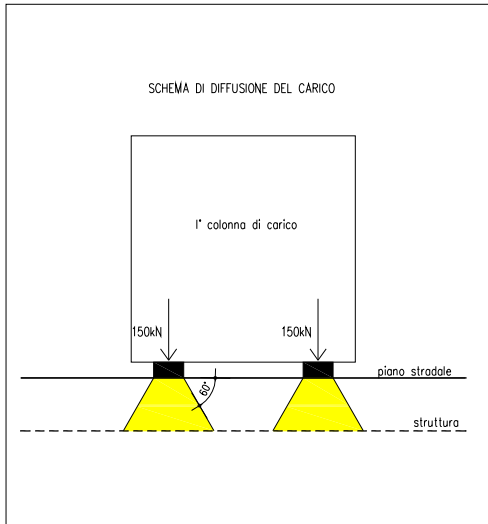
Nel caso in esame risulta:

- $L_{dt} = 2.40 + 2 \times (\tan 30^\circ \times 0.30 + \tan 45^\circ \times 0.40 / 2) = 3.15\text{m}$

Il valore di **Ldt** 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:

- $L_{dt, \text{cordolo}} = \tan 30^\circ \times H_r + \tan 45^\circ \times S_s / 2 = 0.37\text{m}$



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

- $L_{dt,max} = 2.40 + 0.30 + 0.37 = 3.07\text{m}$

Calcolo del carico distribuito equivalente al tandem

Avendo definito **Ldl** e **Ldt.max** si può valutare l'intensità del carico **q_{eq}** equivalente all'effetto indotto dai carichi tandem sulla soletta superiore:

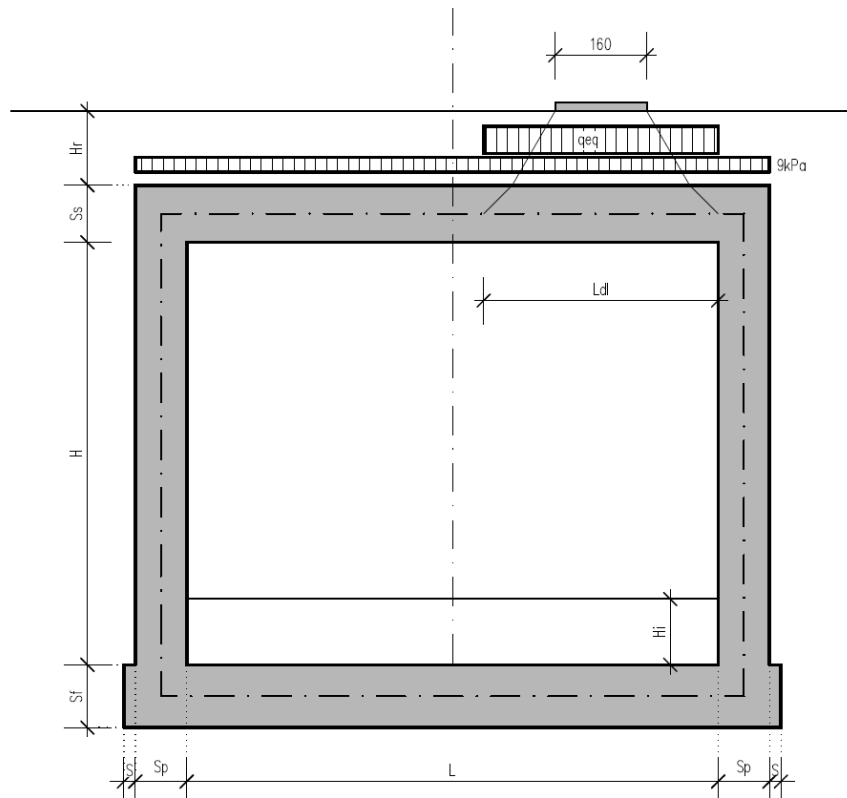
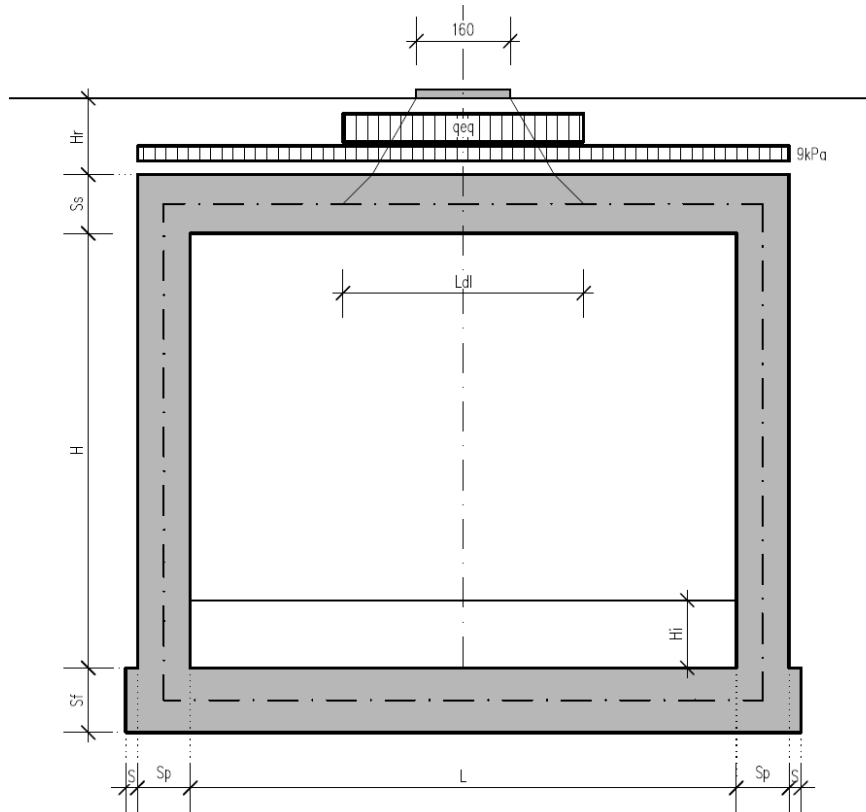
Considerando il carico tandem dovuto alla prima colonna di carico:

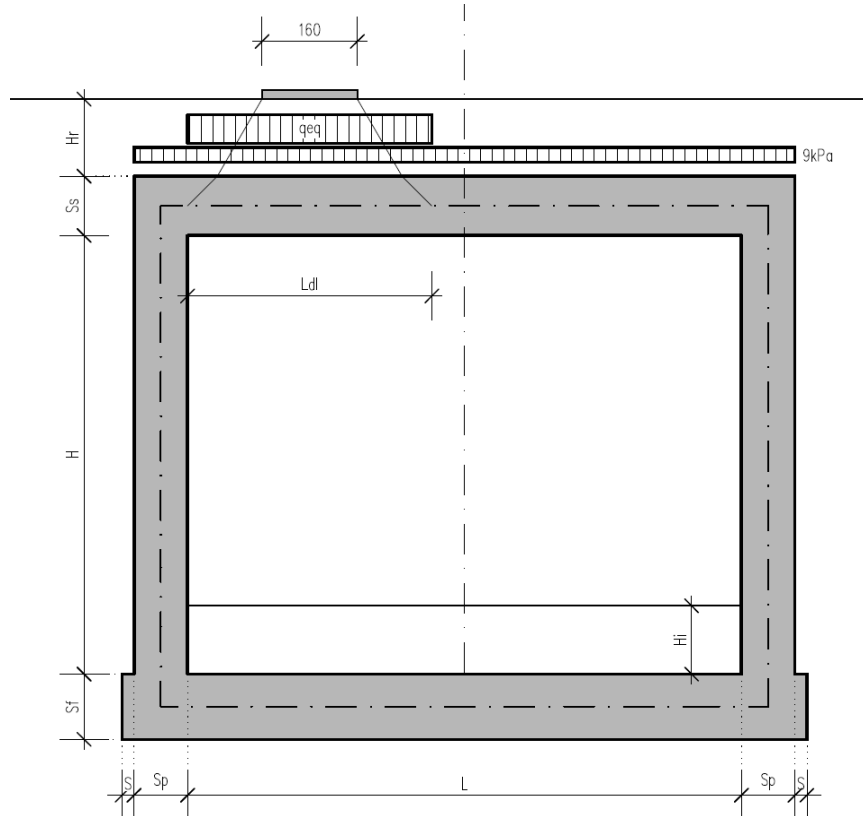
- $q_{eq} = 2 \times Q1k / (Ldl \times Ldt,max) = 600 / (2.35 \times 3.07) = 83.16\text{kN/m}$

cui si sovrappone il carico $q = 9 \text{ kN/m}$ uniforme su tutta la soletta (corrispondente al carico $q1k$).

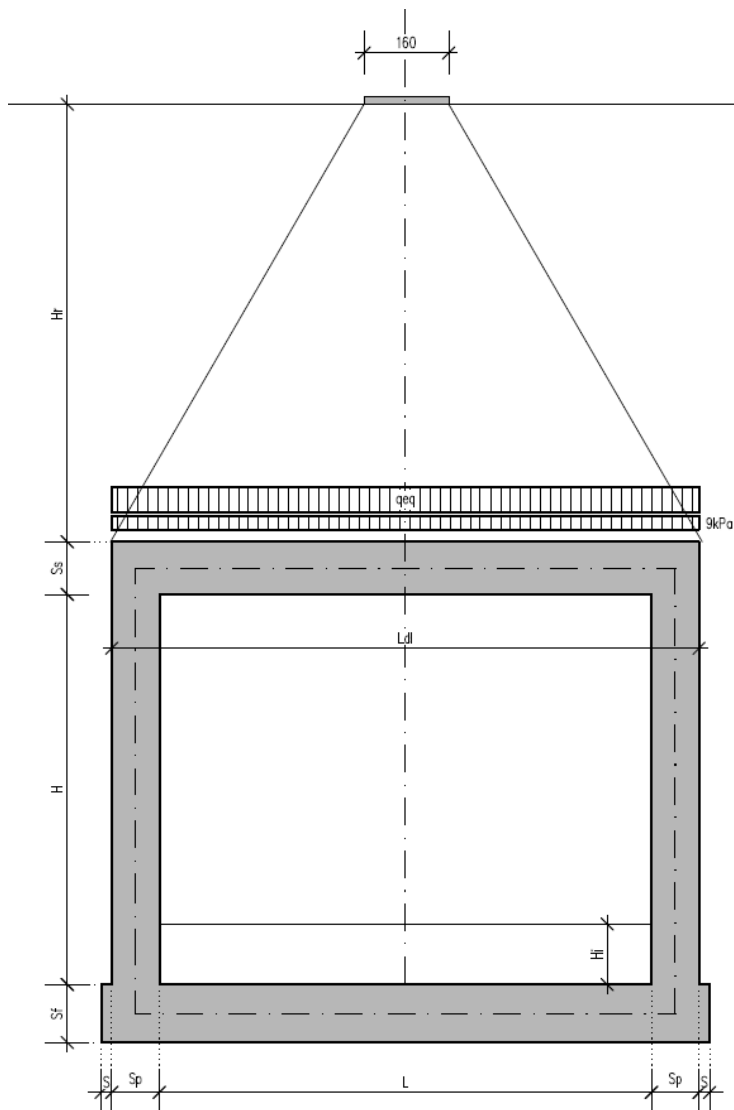
La posizione del carico q_{eq} equivalente al tandem viene variata su tutta la soletta nei casi di carico CDC8-10 per massimizzare:

- CDC 8: il momento in mezzeria soletta;
- CDC 9: il taglio nella soletta a filo piedritto destro;
- CDC 10: il taglio nella soletta a filo piedritto sinistro.





Si noti che se $L_{dl} > L + 2 \times S_p$ (larghezza netta interna + spessori 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/m2 CDC 11**

Si ipotizza che la soletta superiore sia gravata da un carico accidentale uniformemente distribuito di intensità pari a 20 kN/m² (scenario da traffico da utilizzarsi in alternativa ai casi di carico 8, 9 e 10).

• **Spinte sui piedritti indotte dai sovraccarichi accidentali CDC 12,13,14,15,16,17**

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 3.00 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 $q_{ik} = 9 \text{ kN/m}^2$.

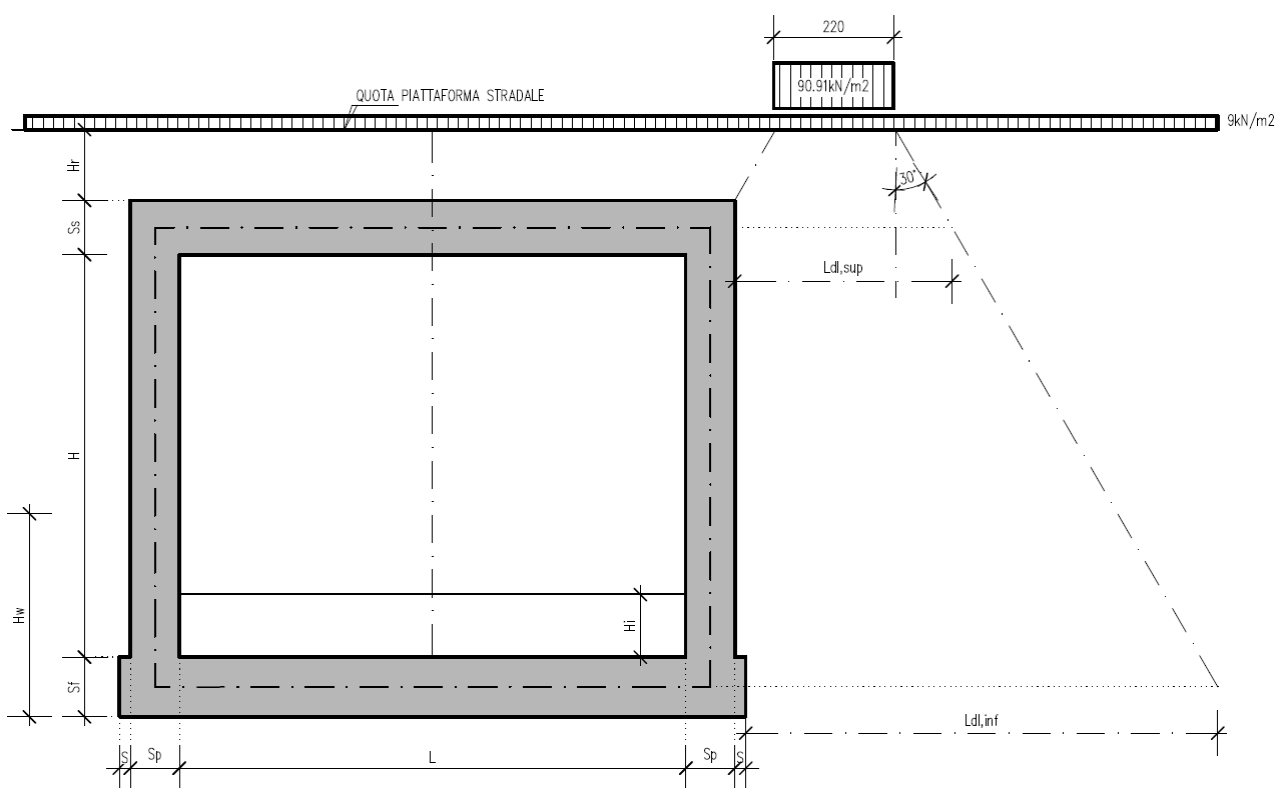
Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse stradale)

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

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

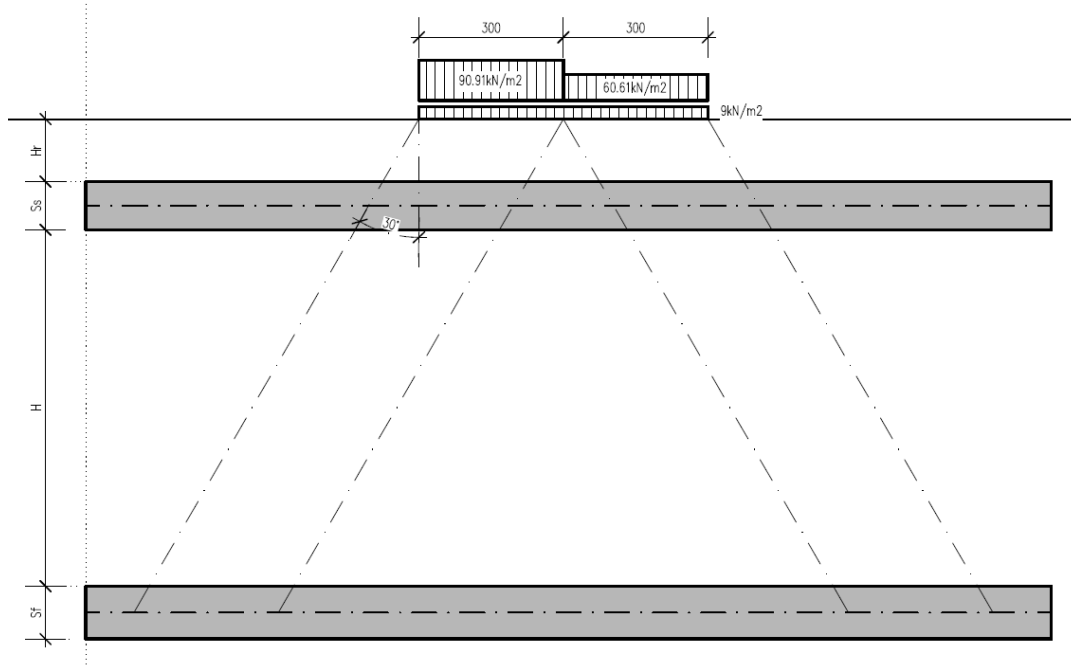
La larghezza di diffusione del carico tandem in direzione longitudinale è pari a:

- $L_{dl,sup} = 2.20 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (2 \times H_r + S_s/2)] \quad \equiv \mathbf{2.66 \text{ m}}$ (piano medio sol. sup.)
- $L_{dl,inf} = 2.20 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (2 \times H_r + S_s/2 + H + S_f/2)] \quad \equiv \mathbf{4.27 \text{ m}}$ (piano medio sol. inf.)

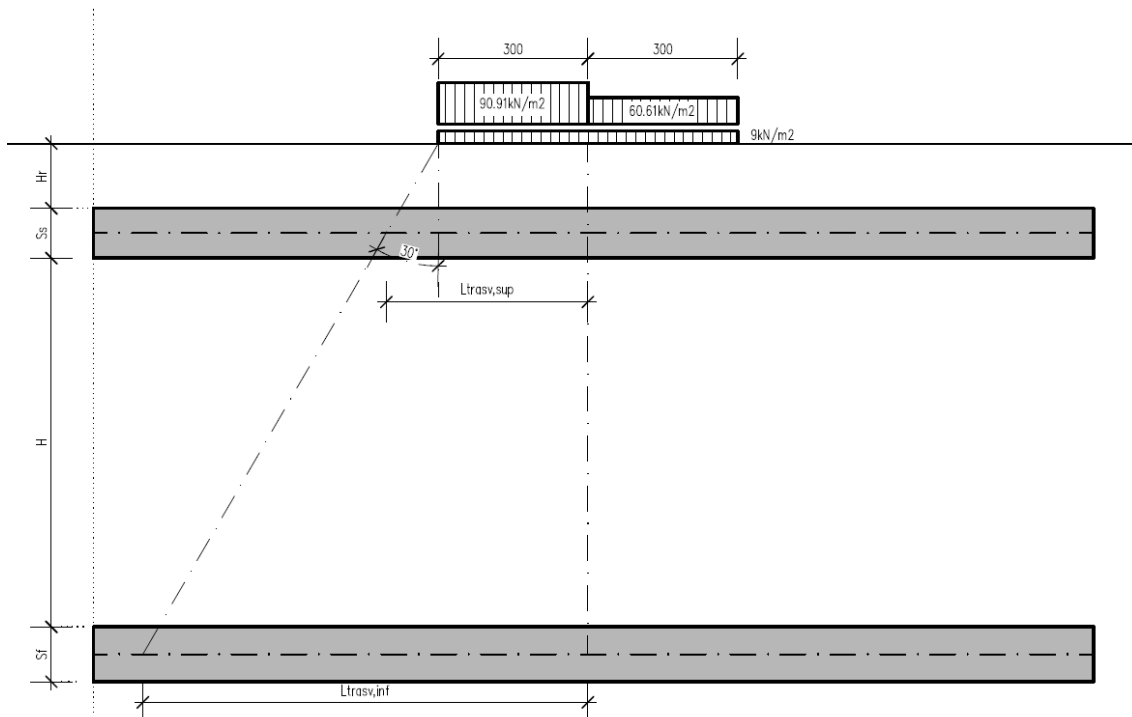


Diffusione del carico tandem in direzione trasversale (ortogonale all'asse stradale)

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:



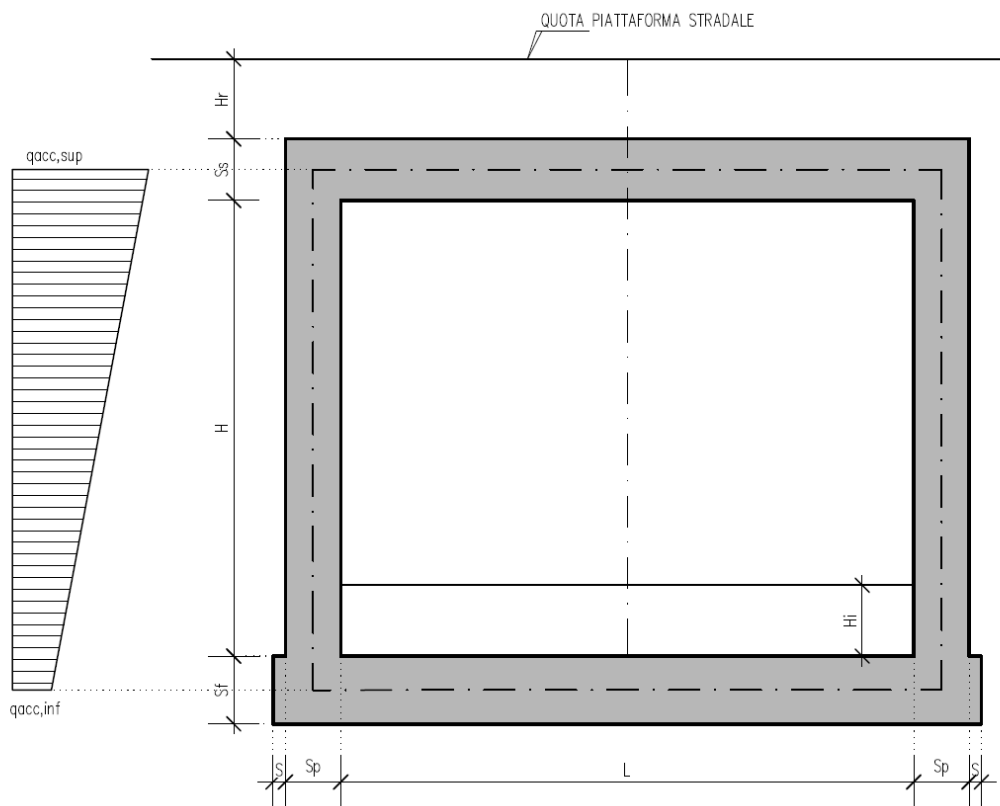
La larghezza di diffusione del carico tandem in direzione longitudinale è pari a:

- $L_{dt,sup} = 3.00 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (H_r + S_s/2)] = \underline{\underline{3.28 \text{ m}}}$ (piano medio sol. sup.)
- $L_{dt,inf} = 3.00 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (H_r + S_s + H + S_f/2)] = \underline{\underline{5.02 \text{ m}}}$ (piano medio sol. inf.)

Spinta sul piedritto generato da $Q_{1,k}$:

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

- $q_{acc,sup} = 2 \times Q_{1,k} \times (L_{dt,sup} \times L_{dl,sup}) \times k_0 = \mathbf{26.40 \text{ kN/m}}$ (CDC 12 e 13, piedritto sinistro/destro)
- $q_{acc,inf} = 2 \times Q_{1,k} \times (L_{dt,inf} \times L_{dl,inf}) \times k_0 = \mathbf{10.74 \text{ kN/m}}$ (CDC 12 e 13, piedritto sinistro/destro)



Spinta sul piedritto generato da $q_{1,k} = 9 \text{ kN/m}^2$ sul rilevato

- $p = k_0 \times q_{1k} = 0.384 \times 9 = \mathbf{3.45 \text{ kN/m}}$ (spinta a riposo, CDC 14 e 15, piedritto sinistro/destro)

Spinta sul piedritto generato dal sovraccarico 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:

- $p = k_0 \times q_{acc} = 0.426 \times 20 = \mathbf{7.68 \text{ kN/m}}$ (spinta a riposo, CDC 16 e 17, piedritto sinistro/destro)

• **Frenatura CDC 18**

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:

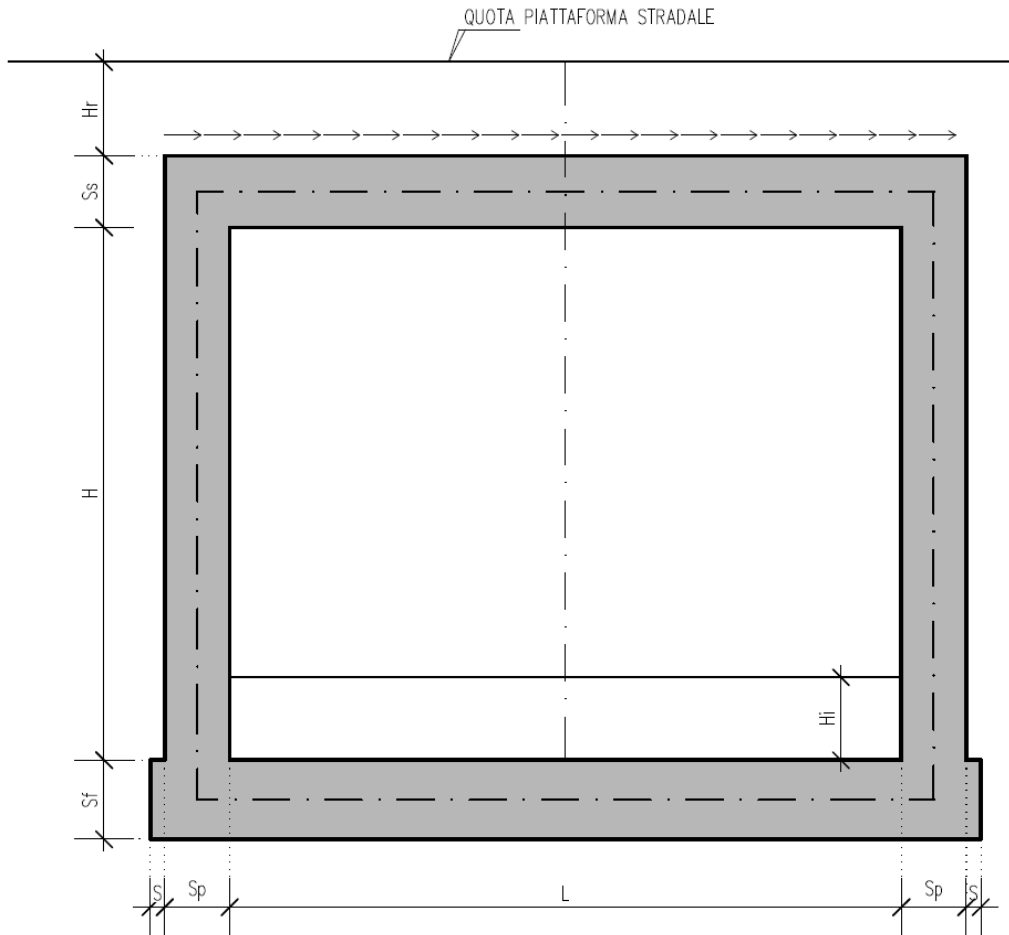
- $Q_{1k} = 300 \text{ kN}$
- $q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$
- $w_1 = 3.00 \text{ m}$ (larghezza della corsia)
- $L = 2 \times S_p + B_i = 4.20 \text{ m}$ (larghezza della soletta compresi i piedritti)

Nel caso in esame risulta:

- $q_3 = 371.34 \text{ kN}$

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:

- $q_{3,dis} = 371.34 / (3.05 \times 4.20) = \mathbf{29.00 \text{ kN/m}^2}$



• **Azioni sismiche CDC 19, 20**

Relativamente allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), la risultante delle forze inerziali orizzontali e verticali indotte dal sisma viene valutata con la seguente espressione:

- $F_h = P \times k_h$
- $F_v = P \times k_v$

Dove

- P = peso proprio;
- $k_h = \beta_m \times a_{max} / g$
- $k_v = 0.50 \times k_h$
- $a_{max} = S_s \times S_t \times a_g = S \times a_g$

<i>Località</i>	<i>cat. Suolo</i>	<i>S</i>	<i>ag[g]</i>	<i>amax[g] = S x ag</i>
Reggiolo – Rolo	C	1.393	0.204	0.284
S. Possidonio – Concordia - Mirandola	C	1.335	0.246	0.328
S. Felice SP – Finale Emilia	C	1.313	0.261	0.343
Cento	D	1.403	0.269	0.377
Poggio Renatico	D	1.411	0.267	0.377

Allo stato SLV

- $k_h = \beta_m \times a_{max} / g = 1 \times 0.377 = 0.377$
- $k_v = 0.5 \times k_h = 0.5 \times 0.377 = 0.188$

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 dei terreni ΔP_d per azione sismica per la condizione a riposo viene valutato:

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

Spinta inerziale verticale K_v

Soletta superiore

- $S_v = (\text{peso soletta} + \text{permanenti portati}) \times K_v = (25 \times 0.40 + 24 \times 0.30) \times 0.188 = 3.23 \text{ kN/m}^2$

Piedritti

- $S_v = \text{peso piedritti} \times K_v = 25 \times 0.40 \times 0.188 = 1.88 \text{ kN/m}^2$

Spinta inerziale orizzontale K_h

Soletta superiore

- $S_h = (\text{peso soletta} + \text{permanenti portati}) \times K_h = (25 \times 0.40 + 24 \times 0.30) \times 0.377 = 6.48 \text{ kN/m}^2$

Piedritti

- $S_h = \text{peso piedritti} \times K_h = 25 \times 0.4 \times 0.377 = 3.77 \text{ kN/m}^2$

Sovrappinta sismica

- $\Delta P_d = 0.377 \times 20 \times (0.50 + 2.55 + 0.4 + 0.3)^2 = 106.03 \text{ kN/m}$
- $\Delta p_d = (106.03 / 3.75 \times 3.45) / 3.45 = 28.27 \text{ kN/m}^2$

dove si indica con h_{tot} l'altezza totale del tombino compresi gli spessori delle solette superiore e inferiore più l'altezza di ricoprimento totale del tombino. Si fa osservare che tale metodologia porta ad azioni eccessivamente prudenziali, soprattutto per tombini con altezza di ricoprimento elevata.

• 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:

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

• **Ritiro**

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

La deformazione totale da ritiro si può esprimere come:

- $\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$

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:

- $\epsilon_{cd,\infty} = k_h^* \epsilon_{c0}$

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 :

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

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:

- $\varepsilon_{ca,\infty} = -2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6}$ (con f_{ck} 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:

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

10. MODELLO DI CALCOLO, RISULTATI E VERIFICHE

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

- *Elemento tipo BEAM* (trave-D2)
- *Elemento tipo BOUNDARY* (molla)

Il programma prevede una serie di controlli automatici (check) che consentono l'individuazione di errori di modellazione. Al termine dell'analisi un controllo automatico identifica la presenza di spostamenti o rotazioni abnormi. Si può pertanto asserire che l'elaborazione sia corretta e completa. I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli che ne comprovano l'attendibilità. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali e adottati, anche in fase di primo proporzionamento della struttura. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni. Si allega al termine della presente relazione elenco sintetico dei controlli svolti (verifiche di equilibrio tra reazioni vincolari e carichi applicati, comparazioni tra i risultati delle analisi e quelli di valutazioni semplificate, etc.).

Per quanto concerne il terreno di fondazione, esso può essere schematizzato secondo il modello di Winkler che prevede una relazione lineare fra il cedimento in un punto della superficie e la pressione agente nello stesso punto.

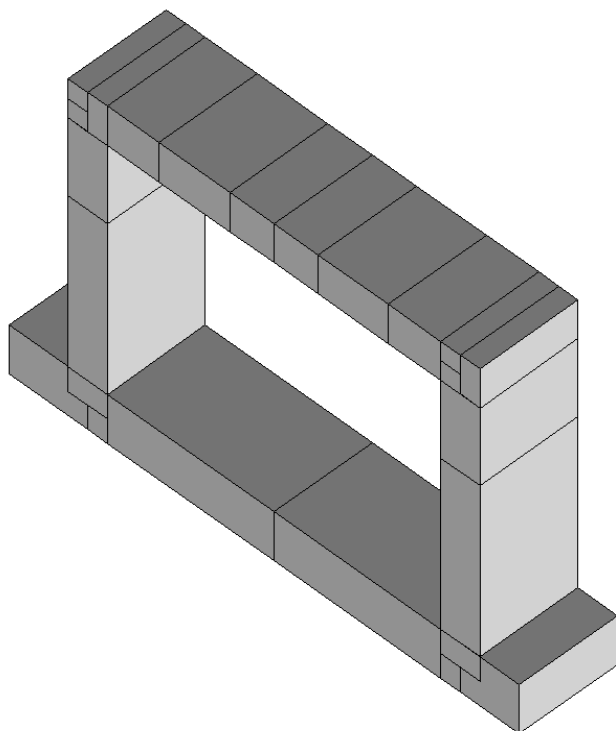


Figura 10 - 1 – Vista 3D solida: modello di calcolo completo

10.1. CASI DI CARICO

Il programma consente l'applicazione di diverse tipologie di casi di carico.

Sono di tipo automatico A (ossia non prevedono introduzione dati da parte dell'utente).

Sono di tipo semi-automatico SA (ossia prevedono una minima introduzione dati da parte dell'utente).

Sono di tipo non automatico NA ossia prevedono la diretta applicazione di carichi generici agli elementi strutturali (si veda il precedente punto Modellazione delle Azioni) i restanti casi di carico.

Nella tabella successiva vengono riportati i casi di carico agenti sulla struttura, con l'indicazione dei dati relativi al caso di carico stesso: *Numero, Tipo e Sigla identificativa, Valore di riferimento del caso di carico* (se previsto).

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
1	Ggk	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)	
2	Gk	CDC=G1k (permanente portati)	D2 :da 1 a 6 Azione : carico soletta inf:Fzi=-3.60 Fzf=-3.60 D2 :da 7 a 8 Azione : carico soletta sup:Fzi=-7.20 Fzf=-7.20 D2 : 9 Azione : carico soletta sup:Fzi=-7.20 Fzf=-7.20 D2 :da 10 a 11 Azione : carico soletta sup:Fzi=-7.20 Fzf=-7.20 D2 : 12 Azione : carico soletta sup:Fzi=-7.20 Fzf=-7.20 D2 : 21 Azione : carico soletta sup:Fzi=-7.20 Fzf=-7.20 D2 :da 22 a 23 Azione : carico soletta sup:Fzi=-7.20 Fzf=-7.20 D2 : 24 Azione : carico soletta sup:Fzi=-7.20 Fzf=-7.20
3	Gk	CDC=G1k (spinta riposo piedritto SX)	D2 : 13 Azione : riposo sx 4:Fxi=40.42 Fxf=36.87 D2 : 14 Azione : riposo sx 3:Fxi=36.87 Fxf=11.98 D2 : 15 Azione : riposo sx 2:Fxi=11.98 Fxf=5.83 D2 : 16 Azione : riposo sx 1:Fxi=5.83 Fxf=4.30
4	Gk	CDC=G1k (spinta riposo piedritto DX)	D2 : 17 Azione : riposo dx 4:Fxi=-40.42 Fxf=-36.87 D2 : 18 Azione : riposo dx 3:Fxi=-36.87 Fxf=-11.98 D2 : 19 Azione : riposo dx 2:Fxi=-11.98 Fxf=-5.83 D2 : 20 Azione : riposo dx 1:Fxi=-5.83 Fxf=-4.30
5	Gk	CDC=G1k (spinta attiva piedritto SX)	D2 : 13 Azione : attiva sx 4:Fxi=32.60 Fxf=29.45 D2 : 14 Azione : attiva sx 3:Fxi=29.45 Fxf=7.39 D2 : 15 Azione : attiva sx 2:Fxi=7.39 Fxf=3.60 D2 : 16 Azione : attiva sx 1:Fxi=3.60 Fxf=2.65
6	Gk	CDC=G1k (spinta attiva piedritto DX)	D2 : 17 Azione : attiva dx 4:Fxi=-32.60 Fxf=-29.45 D2 : 18 Azione : attiva dx 3:Fxi=-29.45 Fxf=-7.39 D2 : 19 Azione : attiva dx 2:Fxi=-7.39 Fxf=-3.60 D2 : 20 Azione : attivo dx 1:Fxi=-3.60 Fxf=-2.65
8	Qk	CDC=Qk (Q1k centrato +q1K)	D2 :da 7 a 8 Azione : carico q1k:Fzi=-9.00 Fzf=-9.00 D2 :da 7 a 8 Azione : Q1k:Fzi=-83.16 Fzf=-83.16 D2 : 9 Azione : carico q1k:Fzi=-9.00 Fzf=-9.00 D2 : 9 Azione : Q1k:Fzi=-83.16 Fzf=-83.16 D2 :da 10 a 11 Azione : carico q1k:Fzi=-9.00 Fzf=-9.00 D2 : 12 Azione : carico q1k:Fzi=-9.00 Fzf=-9.00 D2 : 21 Azione : carico q1k:Fzi=-9.00 Fzf=-9.00 D2 :da 22 a 23 Azione : carico q1k:Fzi=-9.00 Fzf=-9.00 D2 : 24 Azione : carico q1k:Fzi=-9.00 Fzf=-9.00 D2 : 24 Azione : Q1k:Fzi=-83.16 Fzf=-83.16
9	Qk	CDC=Qk (Q1k filo piedritto SX +q1K)	D2 :da 7 a 8 Azione : carico q1k:Fzi=-9.00 Fzf=-9.00 D2 :da 7 a 8 Azione : Q1k:Fzi=-83.16 Fzf=-83.16 D2 : 9 Azione : carico q1k:Fzi=-9.00 Fzf=-9.00 D2 :da 10 a 11 Azione : carico q1k:Fzi=-9.00 Fzf=-9.00 D2 : 12 Azione : carico q1k:Fzi=-9.00 Fzf=-9.00

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
			D2 : 21 Azione : carico q1k:Fzi=-9.00 Fzf=-9.00
			D2 :da 22 a 23 Azione : carico q1k:Fzi=-9.00 Fzf=-9.00
			D2 :da 22 a 23 Azione : Q1k:Fzi=-83.16 Fzf=-83.16
			D2 : 24 Azione : carico q1k:Fzi=-9.00 Fzf=-9.00
			D2 : 24 Azione : Q1k:Fzi=-83.16 Fzf=-83.16
10	Qk	CDC=Qk (Q1k filo piedritto DX +q1k)	D2 :da 7 a 8 Azione : carico q1k:Fzi=-9.00 Fzf=-9.00
			D2 :da 7 a 8 Azione : Q1k:Fzi=-83.16 Fzf=-83.16
			D2 : 9 Azione : carico q1k:Fzi=-9.00 Fzf=-9.00
			D2 : 9 Azione : Q1k:Fzi=-83.16 Fzf=-83.16
			D2 :da 10 a 11 Azione : carico q1k:Fzi=-9.00 Fzf=-9.00
			D2 :da 10 a 11 Azione : Q1k:Fzi=-83.16 Fzf=-83.16
			D2 : 12 Azione : carico q1k:Fzi=-9.00 Fzf=-9.00
			D2 : 21 Azione : carico q1k:Fzi=-9.00 Fzf=-9.00
			D2 :da 22 a 23 Azione : carico q1k:Fzi=-9.00 Fzf=-9.00
			D2 : 24 Azione : carico q1k:Fzi=-9.00 Fzf=-9.00
11	Qk	CDC=Qk (variabile 20kPa)	D2 :da 7 a 8 Azione : variabile 20kPa :Fzi=-20.00 Fzf=-20.00
			D2 : 9 Azione : variabile 20kPa :Fzi=-20.00 Fzf=-20.00
			D2 :da 10 a 11 Azione : variabile 20kPa :Fzi=-20.00 Fzf=-20.00
			D2 : 12 Azione : variabile 20kPa :Fzi=-20.00 Fzf=-20.00
			D2 : 21 Azione : variabile 20kPa :Fzi=-20.00 Fzf=-20.00
			D2 :da 22 a 23 Azione : variabile 20kPa :Fzi=-20.00 Fzf=-20.00
			D2 : 24 Azione : variabile 20kPa :Fzi=-20.00 Fzf=-20.00
12	Qk	CDC=Qk (variabile Q1k su piedritto SX)	D2 : 13 Azione : Q1k piedritto sx 4:Fxi=10.74 Fxf=12.05
			D2 : 14 Azione : Q1k piedritto sx 3:Fxi=12.05 Fxf=20.14
			D2 : 15 Azione : Q1k piedritto sx 2:Fxi=20.14 Fxf=25.36
			D2 : 16 Azione : Q1k piedritto sx 1:Fxi=25.36 Fxf=26.40
13	Qk	CDC=Qk (variabile Q1k su piedritto DX)	D2 : 17 Azione : Q1k piedritto dx 4:Fxi=-10.74 Fxf=-12.05
			D2 : 18 Azione : Q1k piedritto dx 3:Fxi=-12.05 Fxf=-20.14
			D2 : 19 Azione : Q1k piedritto dx 2:Fxi=-20.14 Fxf=-25.36
			D2 : 20 Azione : Q1k piedritto dx 1:Fxi=-25.36 Fxf=-26.40
14	Qk	CDC=Qk (variabile q1k su piedritto SX)	D2 : 13 Azione : q1k piedritto sx:Fxi=3.45 Fxf=3.45
			D2 : 14 Azione : q1k piedritto sx:Fxi=3.45 Fxf=3.45
			D2 : 15 Azione : q1k piedritto sx:Fxi=3.45 Fxf=3.45
			D2 : 16 Azione : q1k piedritto sx:Fxi=3.45 Fxf=3.45
15	Qk	CDC=Qk (variabile q1k su piedritto DX)	D2 : 17 Azione : q1k piedritto dx:Fxi=-3.45 Fxf=-3.45
			D2 : 18 Azione : q1k piedritto dx:Fxi=-3.45 Fxf=-3.45
			D2 : 19 Azione : q1k piedritto dx:Fxi=-3.45 Fxf=-3.45
			D2 : 20 Azione : q1k piedritto dx:Fxi=-3.45 Fxf=-3.45
16	Qk	CDC=Qk (variabile 20kPa su piedritto SX)	D2 : 13 Azione : 20kPa piedritto sx:Fxi=7.68 Fxf=7.68
			D2 : 14 Azione : 20kPa piedritto sx:Fxi=7.68 Fxf=7.68
			D2 : 15 Azione : 20kPa piedritto sx:Fxi=7.68 Fxf=7.68
			D2 : 16 Azione : 20kPa piedritto sx:Fxi=7.68 Fxf=7.68
17	Qk	CDC=Qk (variabile 20kPa su piedritto DX)	D2 : 17 Azione : 20kPa piedritto dx:Fxi=-7.68 Fxf=-7.68
			D2 : 18 Azione : 20kPa piedritto dx:Fxi=-7.68 Fxf=-7.68
			D2 : 19 Azione : 20kPa piedritto dx:Fxi=-7.68 Fxf=-7.68
			D2 : 20 Azione : 20kPa piedritto dx:Fxi=-7.68 Fxf=-7.68
18	Qk	CDC=Qk (frenatura)	D2 :da 7 a 8 Azione : frenatura:Fxi=29.00 Fxf=29.00
			D2 : 9 Azione : frenatura:Fxi=29.00 Fxf=29.00
			D2 :da 10 a 11 Azione : frenatura:Fxi=29.00 Fxf=29.00
			D2 : 12 Azione : frenatura:Fxi=29.00 Fxf=29.00
			D2 : 21 Azione : frenatura:Fxi=29.00 Fxf=29.00
			D2 :da 22 a 23 Azione : frenatura:Fxi=29.00 Fxf=29.00
			D2 : 24 Azione : frenatura:Fxi=29.00 Fxf=29.00
19	Qk	CDC=Qk (sisma orizzontale)	D2 :da 7 a 8 Azione : sisma H soletta sup :Fxi=6.48 Fxf=6.48
			D2 : 9 Azione : sisma H soletta sup :Fxi=6.48 Fxf=6.48
			D2 :da 10 a 11 Azione : sisma H soletta sup :Fxi=6.48 Fxf=6.48
			D2 : 12 Azione : sisma H soletta sup :Fxi=6.48 Fxf=6.48
			D2 : 13 Azione : sisma H piedritti:Fxi=3.77 Fxf=3.77
			D2 : 13 Azione : sisma H spinta terreno:Fxi=28.27 Fxf=28.27
			D2 : 14 Azione : sisma H piedritti:Fxi=3.77 Fxf=3.77
			D2 : 14 Azione : sisma H spinta terreno:Fxi=28.27 Fxf=28.27
			D2 : 15 Azione : sisma H piedritti:Fxi=3.77 Fxf=3.77
			D2 : 15 Azione : sisma H spinta terreno:Fxi=28.27 Fxf=28.27
			D2 : 16 Azione : sisma H piedritti:Fxi=3.77 Fxf=3.77
			D2 : 16 Azione : sisma H spinta terreno:Fxi=28.27 Fxf=28.27
			D2 : 17 Azione : sisma H piedritti:Fxi=3.77 Fxf=3.77

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
			D2 : 18 Azione : sisma H piedritti:Fxi=3.77 Fxf=3.77
			D2 : 19 Azione : sisma H piedritti:Fxi=3.77 Fxf=3.77
			D2 : 20 Azione : sisma H piedritti:Fxi=3.77 Fxf=3.77
			D2 : 21 Azione : sisma H soletta sup :Fxi=6.48 Fxf=6.48
			D2 :da 22 a 23 Azione : sisma H soletta sup :Fxi=6.48 Fxf=6.48
			D2 : 24 Azione : sisma H soletta sup :Fxi=6.48 Fxf=6.48
20	Qk	CDC=Qk (sisma verticale)	D2 :da 7 a 8 Azione : sisma V soletta sup:Fzi=-3.23 Fzf=-3.23
			D2 : 9 Azione : sisma V soletta sup:Fzi=-3.23 Fzf=-3.23
			D2 :da 10 a 11 Azione : sisma V soletta sup:Fzi=-3.23 Fzf=-3.23
			D2 : 12 Azione : sisma V soletta sup:Fzi=-3.23 Fzf=-3.23
			D2 : 13 Azione : sisma V piedritti:Fzi=-1.88 Fzf=-1.88
			D2 : 14 Azione : sisma V piedritti:Fzi=-1.88 Fzf=-1.88
			D2 : 15 Azione : sisma V piedritti:Fzi=-1.88 Fzf=-1.88
			D2 : 16 Azione : sisma V piedritti:Fzi=-1.88 Fzf=-1.88
			D2 : 17 Azione : sisma V piedritti:Fzi=-1.88 Fzf=-1.88
			D2 : 18 Azione : sisma V piedritti:Fzi=-1.88 Fzf=-1.88
			D2 : 19 Azione : sisma V piedritti:Fzi=-1.88 Fzf=-1.88
			D2 : 20 Azione : sisma V piedritti:Fzi=-1.88 Fzf=-1.88
			D2 : 21 Azione : sisma V soletta sup:Fzi=-3.23 Fzf=-3.23
			D2 :da 22 a 23 Azione : sisma V soletta sup:Fzi=-3.23 Fzf=-3.23
			D2 : 24 Azione : sisma V soletta sup:Fzi=-3.23 Fzf=-3.23
22	Qk	CDC=Qk (variazione termica uniforme)	D2 :da 7 a 8 Azione : termica uniforme 10:DT=10.00
			D2 : 9 Azione : termica uniforme 10:DT=10.00
			D2 :da 10 a 11 Azione : termica uniforme 10:DT=10.00
			D2 : 12 Azione : termica uniforme 10:DT=10.00
			D2 : 21 Azione : termica uniforme 10:DT=10.00
			D2 :da 22 a 23 Azione : termica uniforme 10:DT=10.00
			D2 : 24 Azione : termica uniforme 10:DT=10.00
23	Qk	CDC=Qk (variazione lineare su soletta e piedritti)	D2 :da 7 a 8 Azione : termica +5:DT2i=5.00 DT2f=5.00
			D2 : 9 Azione : termica +5:DT2i=5.00 DT2f=5.00
			D2 :da 10 a 11 Azione : termica +5:DT2i=5.00 DT2f=5.00
			D2 : 13 Azione : termica +5:DT2i=5.00 DT2f=5.00
			D2 : 14 Azione : termica +5:DT2i=5.00 DT2f=5.00
			D2 : 15 Azione : termica +5:DT2i=5.00 DT2f=5.00
			D2 : 16 Azione : termica +5:DT2i=5.00 DT2f=5.00
			D2 : 17 Azione : termica -5:DT2i=-5.00 DT2f=-5.00
			D2 : 18 Azione : termica -5:DT2i=-5.00 DT2f=-5.00
			D2 : 19 Azione : termica -5:DT2i=-5.00 DT2f=-5.00
			D2 : 20 Azione : termica -5:DT2i=-5.00 DT2f=-5.00
			D2 :da 22 a 23 Azione : termica +5:DT2i=5.00 DT2f=5.00
			D2 : 24 Azione : termica +5:DT2i=5.00 DT2f=5.00
24	Qk	CDC=Qk (Ritiro differenziale soletta)	D2 :da 7 a 8 Azione : ritiro:DT=-33.00
			D2 : 9 Azione : ritiro:DT=-33.00
			D2 :da 10 a 11 Azione : ritiro:DT=-33.00
			D2 :da 22 a 23 Azione : ritiro:DT=-33.00
			D2 : 24 Azione : ritiro:DT=-33.00
25	Qk	CDC=Qk (q1k su soletta)	D2 :da 7 a 8 Azione : q1k su soletta:Fzi=-9.00 Fzf=-9.00
			D2 : 9 Azione : q1k su soletta:Fzi=-9.00 Fzf=-9.00
			D2 :da 10 a 11 Azione : q1k su soletta:Fzi=-9.00 Fzf=-9.00
			D2 : 12 Azione : q1k su soletta:Fzi=-9.00 Fzf=-9.00
			D2 : 21 Azione : q1k su soletta:Fzi=-9.00 Fzf=-9.00
			D2 :da 22 a 23 Azione : q1k su soletta:Fzi=-9.00 Fzf=-9.00
			D2 : 24 Azione : q1k su soletta:Fzi=-9.00 Fzf=-9.00



Figura 10.1 - 1 – Caso di carico 1



Figura 10.1 - 2 – Caso di carico 2

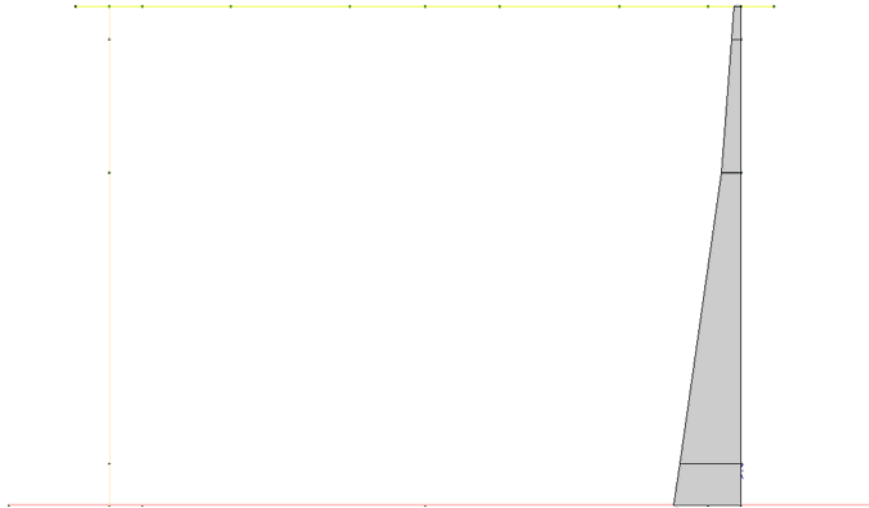


Figura 10.1 - 3 – Caso di carico 3



Figura 10.1 - 4 – Caso di carico 4

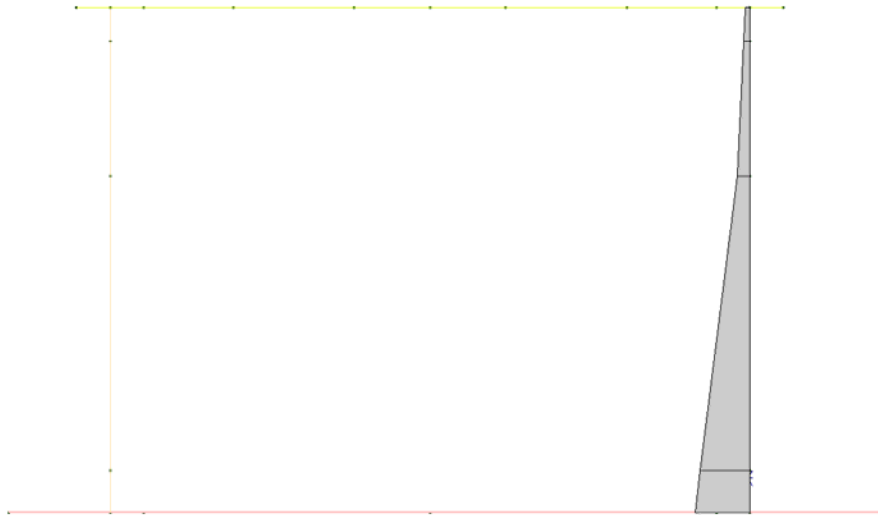


Figura 10.1 - 5 – Caso di carico 5

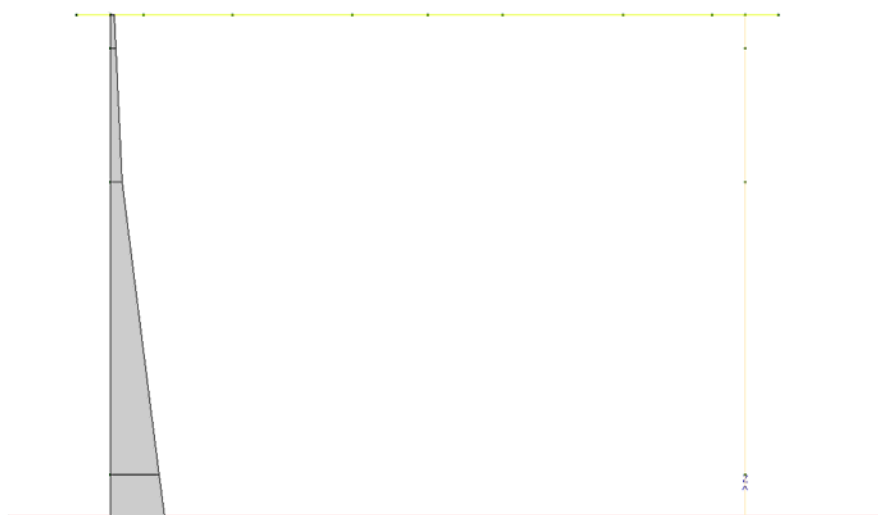


Figura 10.1 - 6 – Caso di carico 6

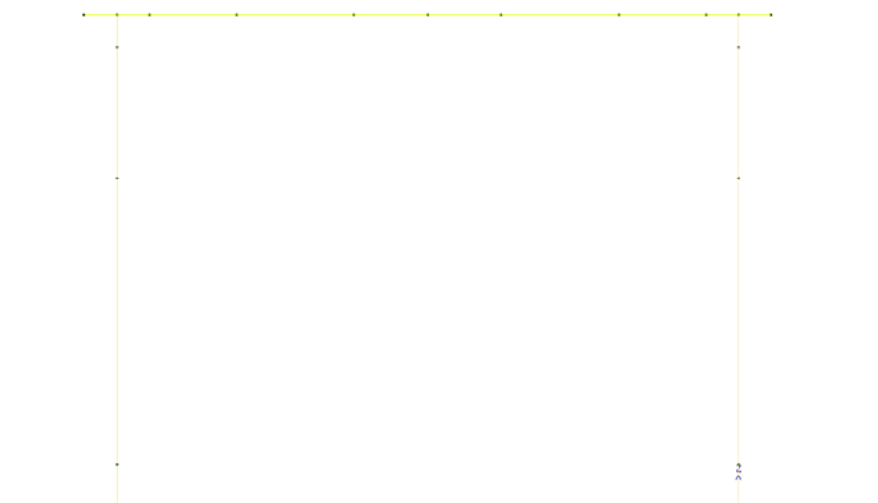


Figura 10.1 - 7 – Caso di carico 7

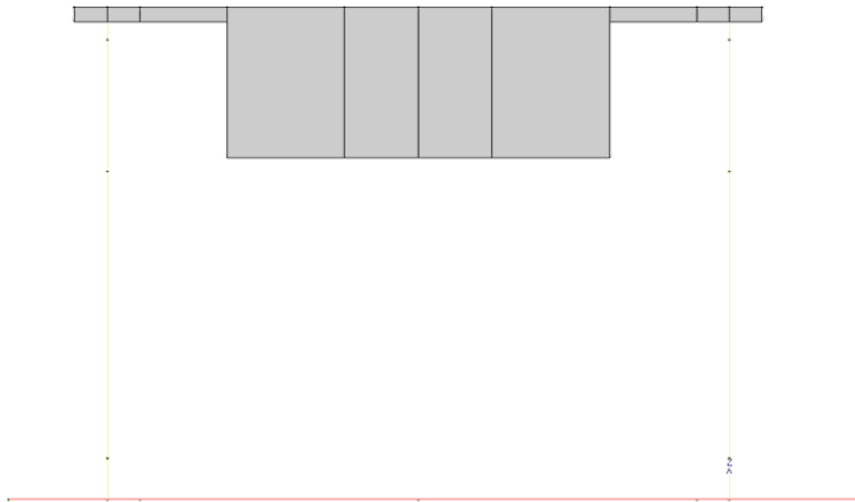


Figura 10.1 - 8 – Caso di carico 8

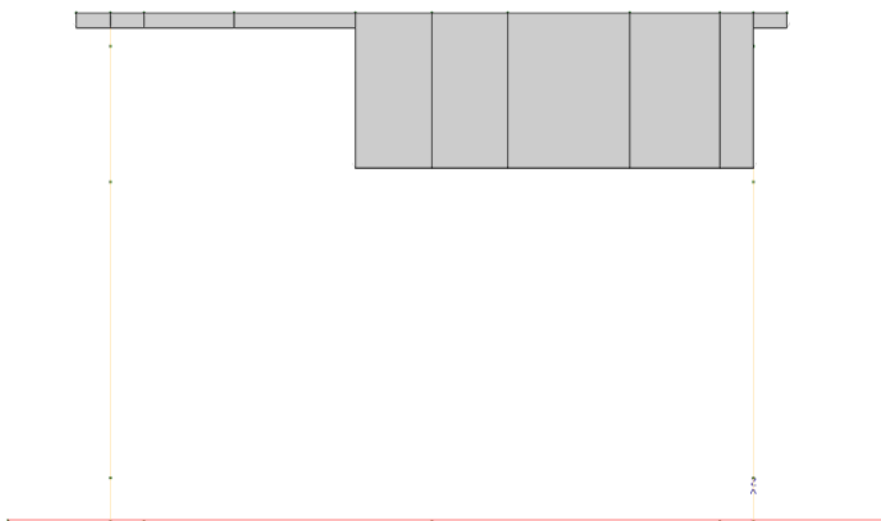


Figura 10.1 - 9 – Caso di carico 9

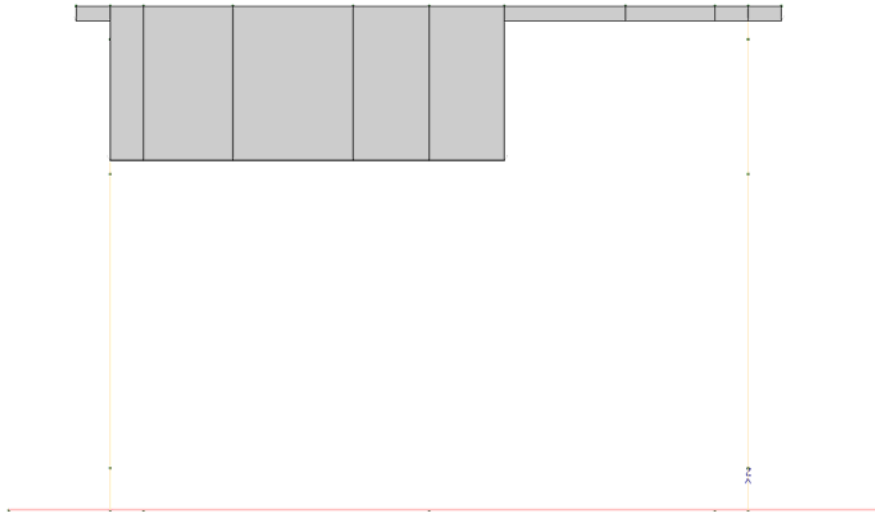


Figura 10.1 - 10 – Caso di carico 10

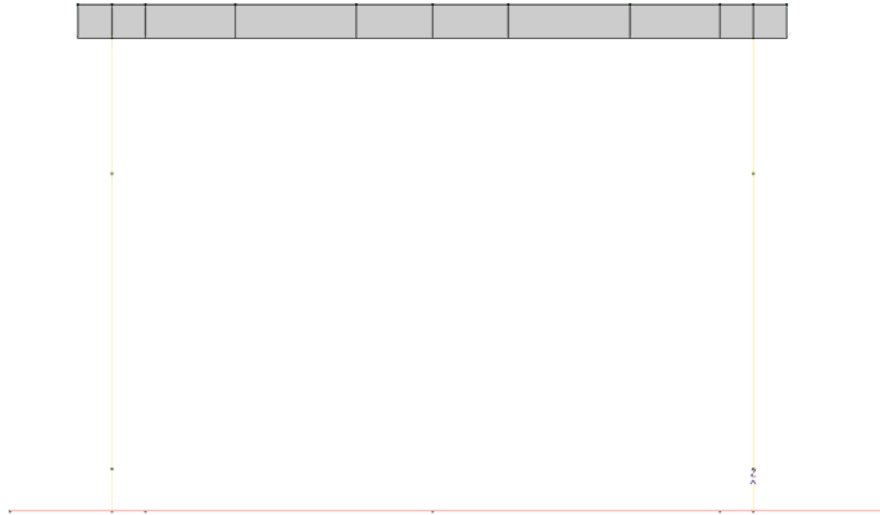


Figura 10.1 - 11 – Caso di carico 11

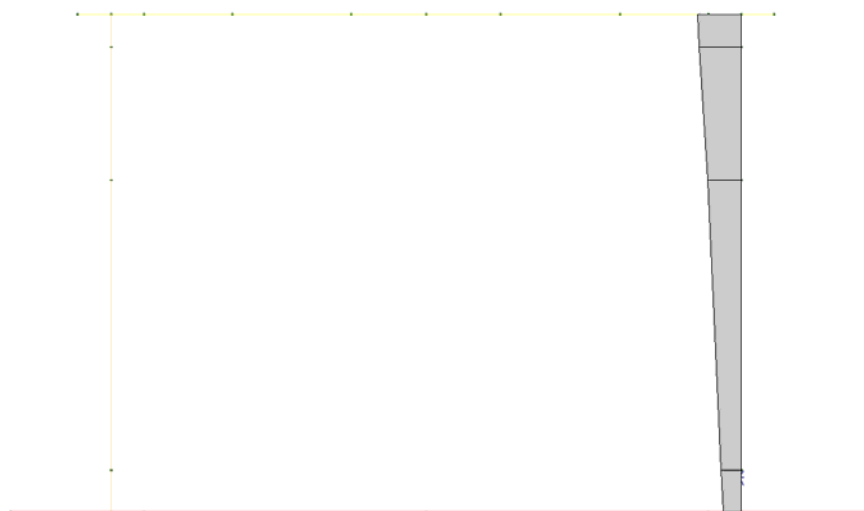


Figura 10.1 - 12 – Caso di carico 12

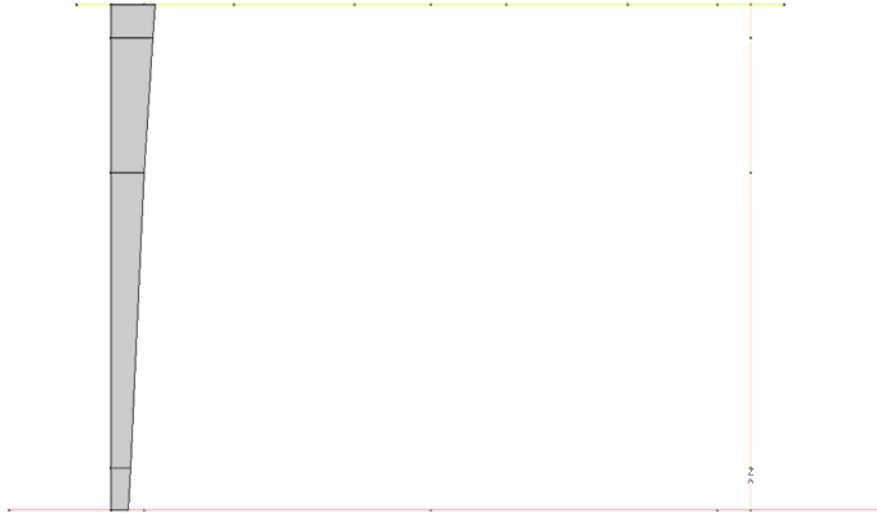


Figura 10.1 - 13 – Caso di carico 13



Figura 10.1 - 14 – Caso di carico 14



Figura 10.1 - 15 – Caso di carico 15

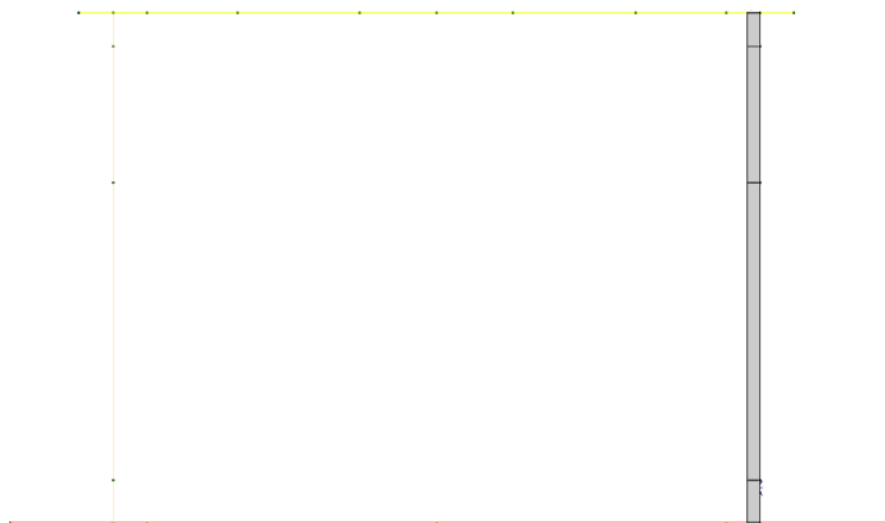


Figura 10.1 - 16 – Caso di carico 16



Figura 10.1 - 17 – Caso di carico 17



Figura 10.1 - 18 – Caso di carico 18



Figura 10.1 - 19 – Caso di carico 19

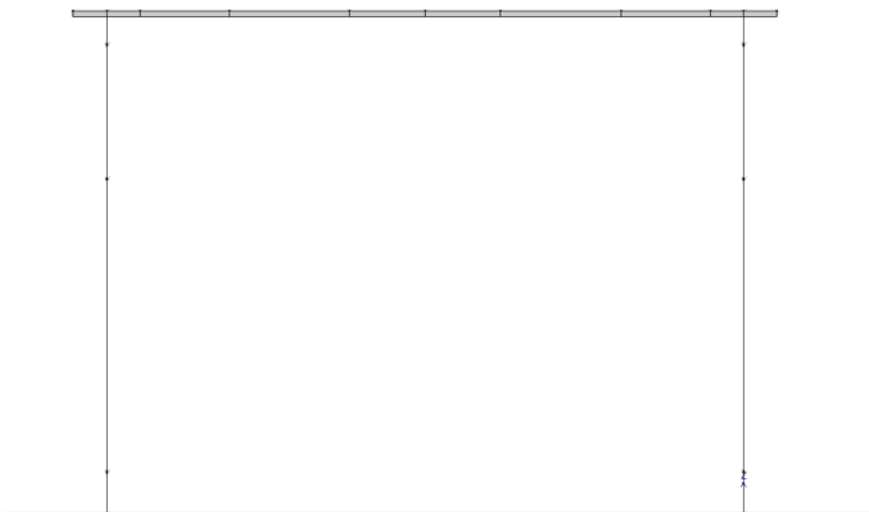


Figura 10.1 - 20 – Caso di carico 20



Figura 10.1 - 21 – Caso di carico 21



Figura 10.1 - 22 – Caso di carico 22

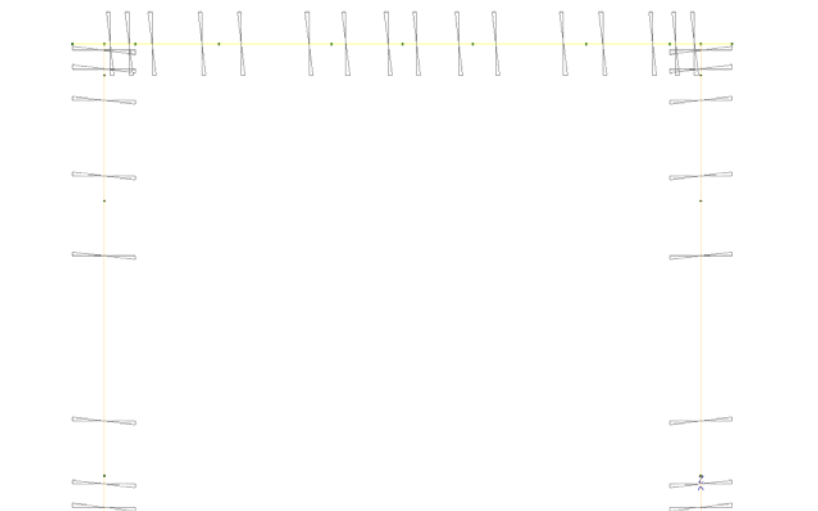


Figura 10.1 - 23 – Caso di carico 23

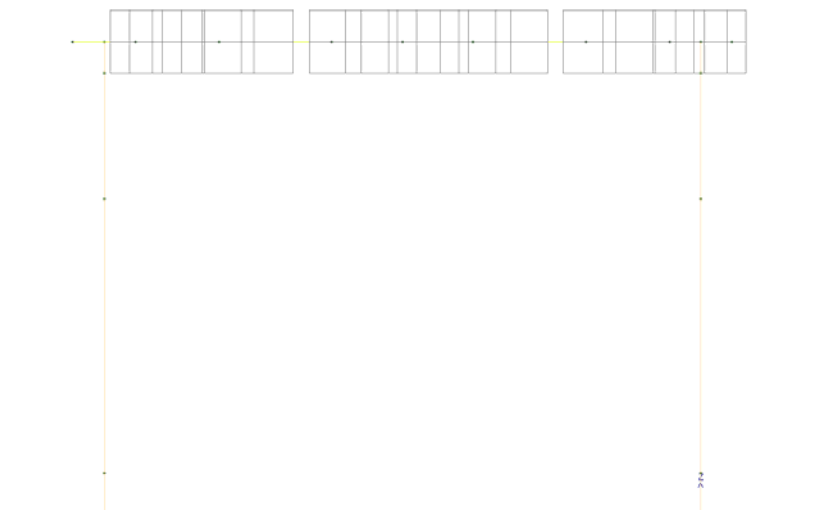


Figura 10.1 - 24 – Caso di carico 24

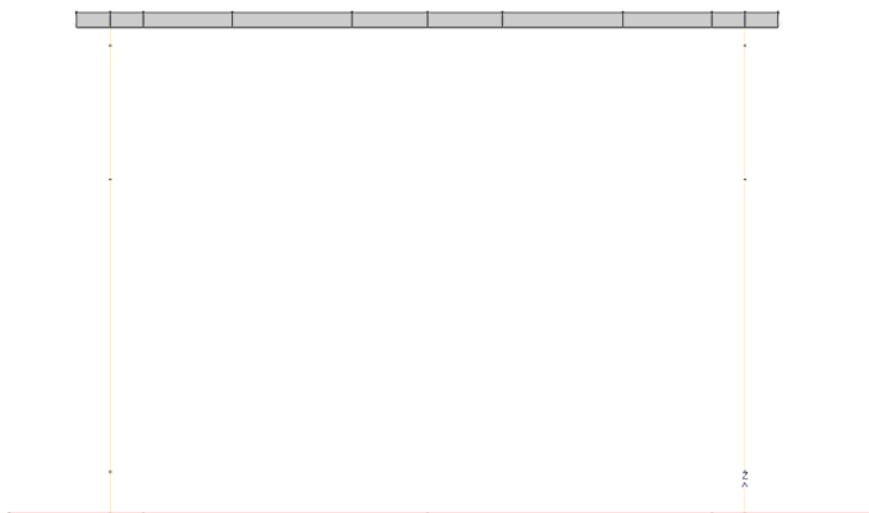


Figura 10.1 - 25 – Caso di carico 25

10.2. COMBINAZIONI DI CARICO

Il programma combina i diversi tipi di casi di carico (CDC) secondo le regole previste dalla normativa vigente. Le combinazioni previste sono destinate al controllo di sicurezza della struttura ed alla verifica degli spostamenti e delle sollecitazioni.

La prima tabella delle combinazioni riportata di seguito comprende le seguenti informazioni: Numero, Tipo, Sigla identificativa. Una seconda tabella riporta il peso nella combinazione, assunto per ogni caso di carico.



Cmb	Tipo
1	SLU
2	SLU
3	SLU
4	SLU
5	SLU
6	SLU
7	SLU
8	SLU
9	SLU
10	SLU
11	SLU
12	SLU
13	SLU
14	SLU
15	SLU
16	SLU
17	SLU
18	SLU
19	SLU
20	SLU
21	SLU
22	SLU
23	SLU
24	SLU
25	SLU
26	SLU
27	SLU
28	SLU
29	SLU
30	SLU
31	SLU
32	SLU
33	SLU
34	SLE(f)
35	SLE(f)
36	SLE(f)
37	SLE(f)
38	SLE(f)
39	SLE(f)
40	SLE(f)
41	SLE(f)
42	SLE(f)
43	SLE(f)
44	SLE(f)
45	SLE(f)
46	SLE(r)
47	SLE(r)
48	SLE(r)
49	SLE(r)
50	SLE(r)
51	SLE(r)
52	SLE(r)
53	SLE(r)
54	SLE(r)
55	SLE(r)
56	SLE(r)
57	SLE(r)
58	SLE(r)
59	SLE(r)
60	SLE(r)
61	SLE(r)
62	SLE(r)
63	SLE(r)
64	SLE(r)
65	SLE(r)



Cmb	Tipo
66	SLE(r)
67	SLE(r)
68	SLE(r)
69	SLE(r)
70	SLE(p)
71	SLE(p)
72	SLE(p)
73	SLE(p)
74	SLE(p)
75	SLU
76	SLU
77	SLU
78	SLU
79	SLU

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
1	1.35	1.35	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0	1.35	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.72	0.72	1.20	0.0			
2	1.35	1.35	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.35	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.72	0.72	1.20	0.0			
3	1.35	1.35	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0	1.01	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.20	1.20	1.20	0.0			
4	1.35	1.35	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.01	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.20	1.20	1.20	0.0			
5	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	1.00	0.0	1.01	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.01
	0.0	0.0	0.0	1.35	0.0	0.0	0.0	-0.72	-0.72	0.0	0.0			
6	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.01	0.0	0.0	0.0
	0.0	1.01	0.0	1.35	0.0	0.0	0.0	-0.72	-0.72	0.0	0.0			
7	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.01	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	1.35	0.0	0.0	0.0	0.72	-0.72	0.0	1.01			
8	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	1.00	0.0	1.01	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.01
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.20	-1.20	0.0	0.0			
9	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.01	0.0	0.0	0.0
	0.0	1.01	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.20	-1.20	0.0	0.0			
10	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.01	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.20	-1.20	0.0	1.01			
11	1.35	1.35	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0	1.35	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.72	0.72	0.0	0.0			
12	1.35	1.35	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.35	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.72	0.72	0.0	0.0			
13	1.35	1.35	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0	1.01	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.20	1.20	0.0	0.0			
14	1.35	1.35	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.01	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.20	1.20	0.0	0.0			
15	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	1.00	0.0	1.01	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.01
	0.0	0.0	0.0	1.35	0.0	0.0	0.0	0.72	-0.72	1.20	0.0			
16	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.01	0.0	0.0	0.0
	0.0	1.01	0.0	1.35	0.0	0.0	0.0	0.72	-0.72	1.20	0.0			
17	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.01	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	1.35	0.0	0.0	0.0	0.72	-0.72	1.20	1.01			
18	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	1.00	0.0	1.01	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.01
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.20	-1.20	1.20	0.0			
19	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.01	0.0	0.0	0.0
	0.0	1.01	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.20	-1.20	1.20	0.0			
20	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.01	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.20	-1.20	1.20	1.01			
21	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	1.01	0.0	0.0	0.0	0.0	1.01
	0.0	0.0	0.0	1.35	0.0	0.0	0.0	0.72	-0.72	1.20	0.0			
22	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	1.01	0.0	0.0	0.0	0.0	1.01
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.20	-1.20	1.20	0.0			
23	1.00	1.00	1.35	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.01	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	1.35	0.0	0.0	0.0	0.72	0.72	1.20	0.0			
24	1.00	1.00	1.35	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.01	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.20	1.20	1.20	0.0			



Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
25	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	1.01	0.0	0.0	0.0	0.0
	1.01	0.0	0.0	1.35	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0			
26	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.01	0.0	0.0	0.0
	0.0	1.01	0.0	1.35	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0			
27	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	1.35	0.0	0.0	0.0	0.0	1.35
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.72	-0.72	1.20	0.0			
28	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.35	0.0	0.0	0.0
	0.0	1.35	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.72	-0.72	1.20	0.0			
29	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.01	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	1.35	0.0	0.0	0.0	0.72	0.72	1.20	0.0			
30	1.00	1.00	1.35	0.0	0.0	0.0	0.0	1.01	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.01
	1.01	0.0	0.0	1.35	0.0	0.0	0.0	-0.72	-0.72	0.0	0.0			
31	1.00	1.00	1.35	1.35	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.01	0.0	0.0	0.0
	0.0	1.01	1.01	1.35	0.0	0.0	0.0	-0.72	-0.72	0.0	0.0			
32	1.00	1.00	1.35	1.35	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.01	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	1.35	0.0	0.0	0.0	-0.72	-0.72	0.0	1.01			
33	1.35	1.35	1.35	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.01	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	1.35	0.0	0.0	0.0	0.72	0.72	1.20	1.01			
34	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	0.60	1.00	0.0			
35	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	0.60	1.00	0.0			
36	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.75
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.60	-0.60	0.0	0.0			
37	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.60	-0.60	0.0	0.0			
38	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.60	-0.60	0.0	0.75			
39	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.60	0.60	0.0	0.0			
40	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.60	0.60	0.0	0.0			
41	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.75
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	-0.60	1.00	0.0			
42	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	-0.60	1.00	0.0			
43	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	-0.60	1.00	0.75			
44	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.75
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	-0.60	1.00	0.0			
45	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	0.60	1.00	0.0			
46	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	0.60	1.00	0.0			
47	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	0.60	1.00	0.0			
48	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	1.00	0.0			
49	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	1.00	0.0			
50	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.75
	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	-0.60	-0.60	0.0	0.0			
51	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.75	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	-0.60	-0.60	0.0	0.0			
52	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	-0.60	-0.60	0.0	0.75			
53	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.75
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0			
54	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	-1.00	0.0	0.0			
55	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	-1.00	0.0	0.75			
56	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.60	0.60	1.00	0.0			
57	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.60	0.60	1.00	0.0			
58	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	1.00	1.00	0.0			
59	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	1.00	1.00	0.0			
60	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.75
	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.60	-0.60	1.00	0.0			
61	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.75	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.60	-0.60	1.00	0.0			
62	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.60	-0.60	1.00	0.75			
63	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.75
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	-1.00	1.00	0.0			
64	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	-1.00	1.00	0.0			
65	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	-1.00	1.00	0.75			
66	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.75
	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.60	-0.60	1.00	0.0			
67	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.75
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	-1.00	1.00	0.0			
68	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.60	0.60	1.00	0.0			
69	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	1.00	0.0			
70	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.50	0.50	1.00	0.0			
71	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.50	-0.50	0.0	0.0			
72	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.50	-0.50	0.0	0.0			
73	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.50	-0.50	1.00	0.0			
74	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.50	0.50	1.00	0.0			
75	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	1.00	0.0	0.50	0.50	1.00	0.0			
76	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.30	1.00	-0.50	-0.50	0.0	0.0			
77	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	1.00	0.0	-0.50	0.50	0.0	0.0			
78	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.30	1.00	0.50	-0.50	1.00	0.0			
79	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	-0.30	1.00	0.50	0.50	1.00	0.0			

10.3. INVILUPPO SOLLECITAZIONI

A seguire si riportano gli involuppi delle sollecitazioni sulle solette ed i piedritti.

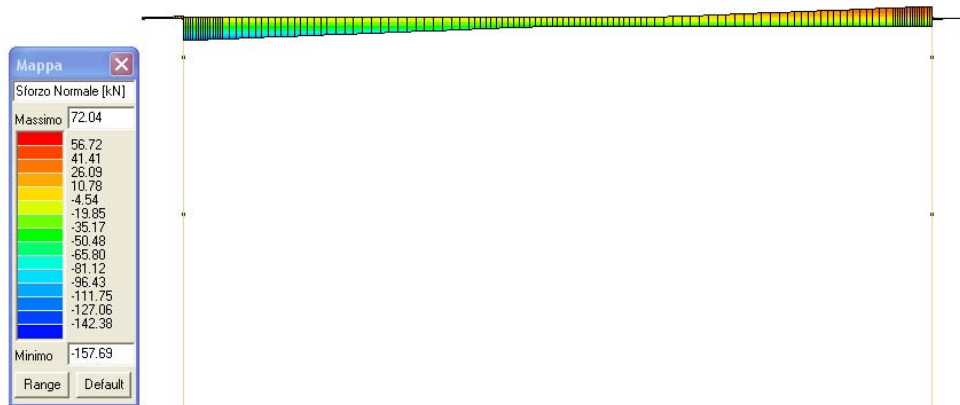


Figura 10.3 – 1 – Soletta superiore: involucro Sforzo normale N

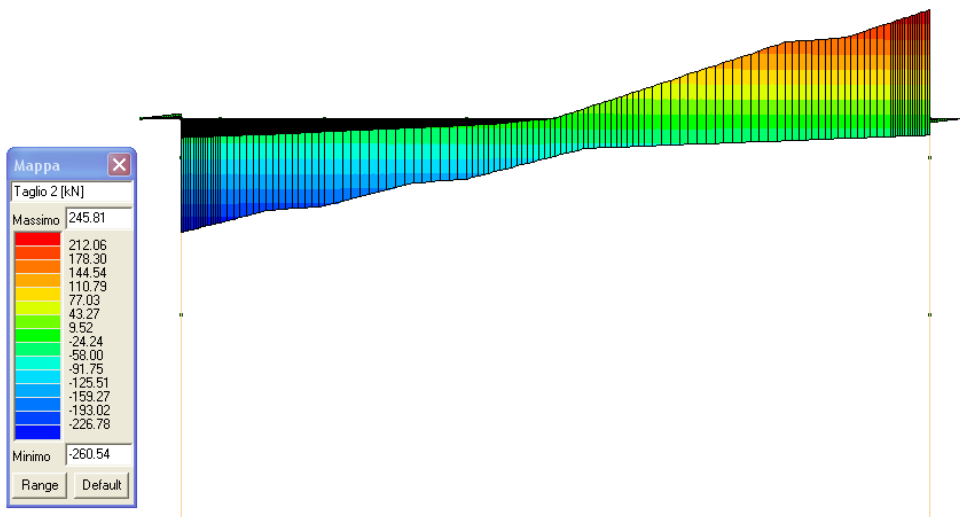


Figura 10.3 – 2 – Soletta superiore: involucro Taglio V

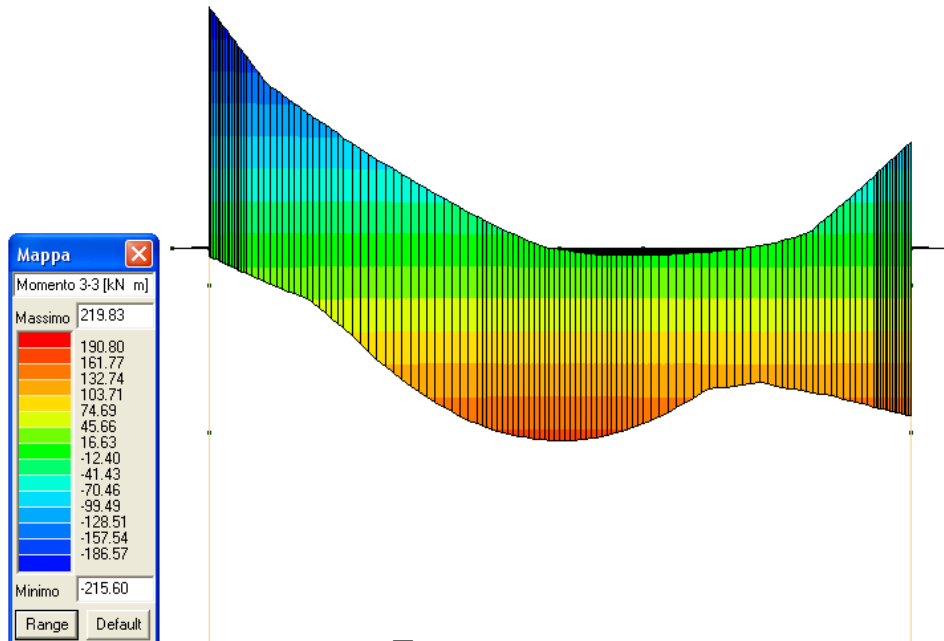


Figura 10.3 – 3 – Soletta superiore: involucro momento flessione M

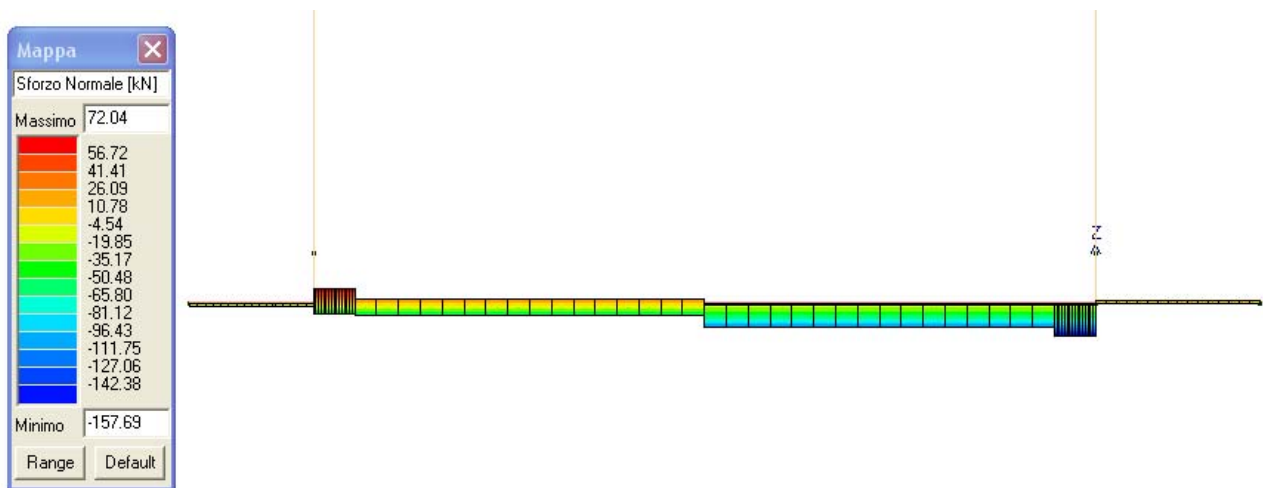


Figura 10.4 – 4 – Soletta inferiore: involucro Sforzo normale N

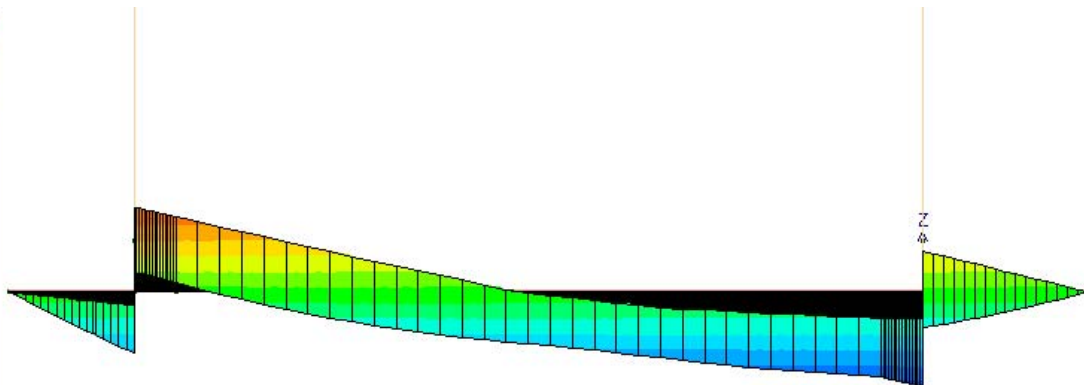
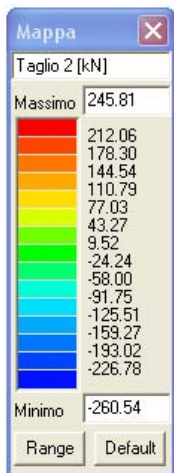


Figura 10.5 – 5 – Soletta inferiore: inviluppo Taglio V

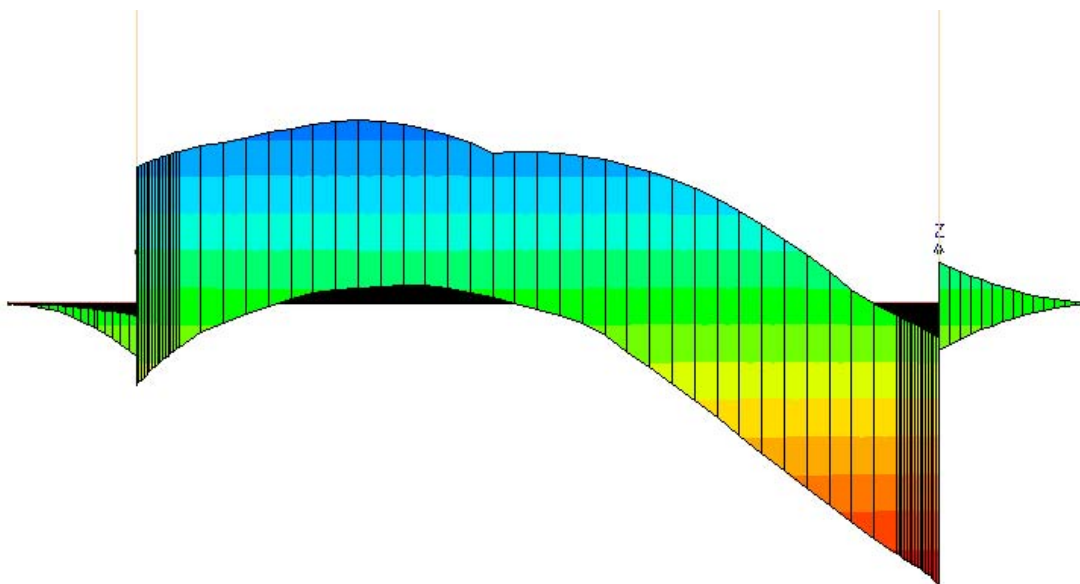
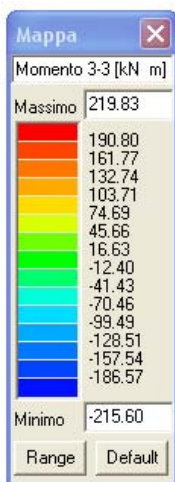


Figura 10.6 – 6 – Soletta inferiore: inviluppo momento flessione M



Figura 10.7 – 7 – Piedritti: involucro Sforzo Normale N

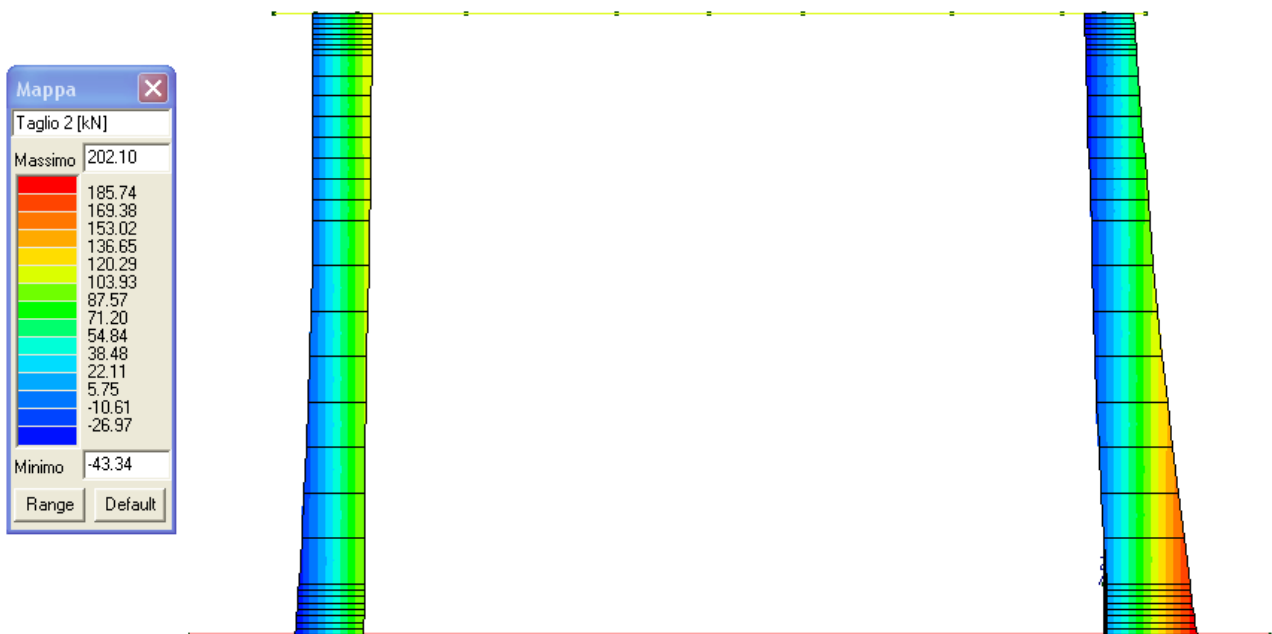


Figura 10.8 – 8 – Piedritti: involucro Taglio T 2-2

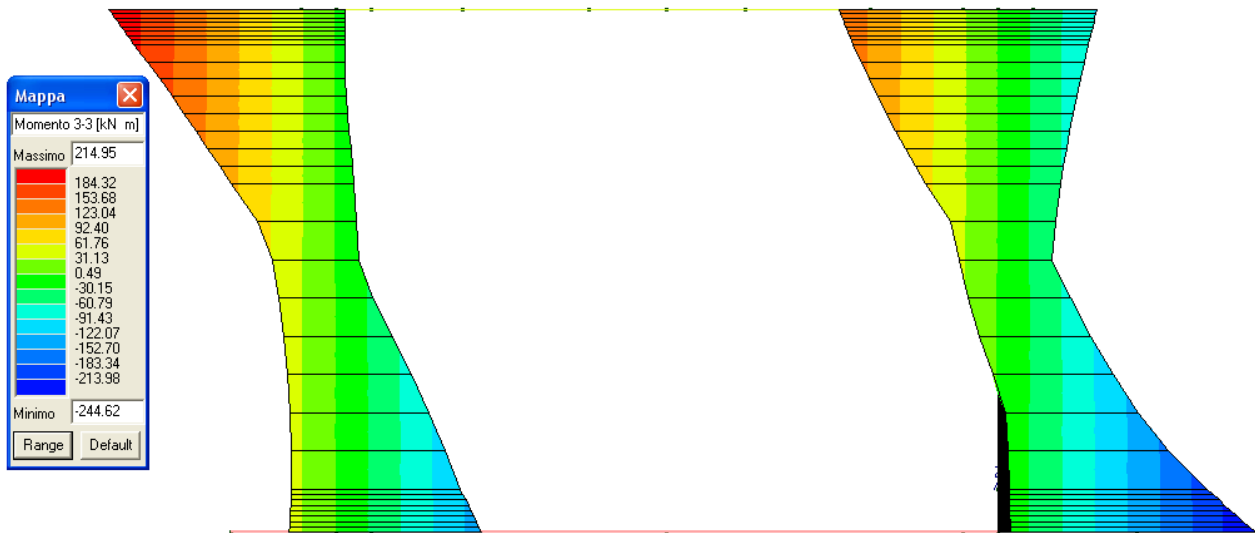


Figura 10.9 – 9 – Pilastri: involucro Momento flettente M 2-2

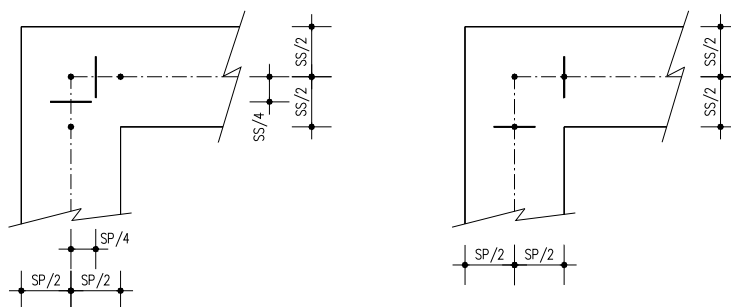
10.4. VERIFICA SLU

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).

Le verifiche a fessurazione sono condotte considerando:

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

Verifica delle tensioni di 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 $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$

SOLETTA SUPERIORE

DEFINIZIONE DEI MATERIALI

Calcestruzzo - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005

Resistenza caratteristica cubica	R_{ck}	40	[MPa]
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	32	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	γ_c	1.5	[-]
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	α_{cc}	0.85	[-]
Valore medio della resistenza a compressione cilindrica	f_{cm}	40	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo	f_{ctm}	3.0	[MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 5%)	$f_{ctk;0,05}$	2.1	[MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 95%)	$f_{ctk;0,95}$	3.9	[MPa]

Modulo di elasticità secante del calcestruzzo	E_{cm}	33346	[MPa]
Deformazione di contrazione nel calcestruzzo alla tensione f_c	ϵ_{c1}	0.0020	[-]
Deformazione ultima di contrazione nel calcestruzzo	ϵ_{cu}	0.0035	[-]
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo	f_{cd}	18.13	[MPa]
Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo	f_{ctd}	1.41	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	19.2	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	14.4	[MPa]

Acciaio - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005

Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk}	450	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio	γ_s	1.15	[-]
Modulo di elasticità secante dell'acciaio	E_s	200000	[MPa]
Deformazione a snervamento dell'acciaio	ϵ_{yd}	0.001957	[-]
Deformazione ultima dell'acciaio	ϵ_{su}	0.01	[-]
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	f_{yd}	391.3	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]

DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA

SEZIONE TRASVERSALE

Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	400	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	40	[mm]
Altezza utile della sezione	d	360	[mm]

ARMATURA TESA

Diametro dei ferri correnti	ϕ_1	20	[mm]
Numero dei ferri correnti	n_1	5	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ_2	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n_2	0	[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	1571	[mm ²]

ARMATURA COMPRESSA

Diametro dei ferri correnti	ϕ'_1	20	[mm]
Numero dei ferri correnti	n'_1	5	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ'_2	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n'_2	0	[-]
Area dell'armatura compressa	A'_s	1571	[mm ²]

DETERMINAZIONE DEL MOMENTO RESISTENTE

Si dispone armatura simmetrica inferiore e superiore composta da $\Phi 20/20$
 Il momento sollecitante nella sezione di verifica è 193.36 kNm.

Armatura simmetrica

Posizione adimensionale dell'asse neutro	ξ	[-]
Posizione dell'asse neutro	x	[mm]
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{c,max}$	[-]
Deformazione massima dell'acciaio	$\epsilon_{s,max}$	[-]
Coefficiente di riempimento	β	[-]
Coefficiente di baricentro	κ	[-]
Coefficiente $\alpha'_s = \sigma'_s / f_{yd}$	α'_s	[-]
Tensione nell'armatura compressa	σ'_s	[MPa]
Deformazione dell'armatura compressa	ϵ'_s	[-]
Momento resistente della sezione	M_{Rd}	196.69 [kNm]
Momento sollecitante a SLU assunto in valore assoluto	M_{Ed}	193.36 [kNm]

DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE

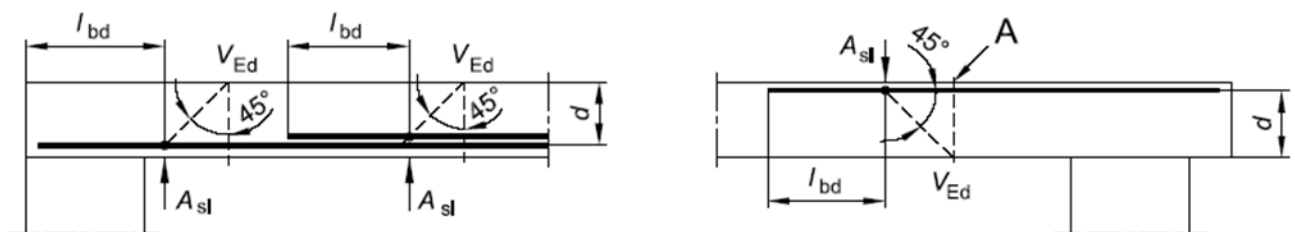
§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	V_{Ed}	237.28 [kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si [-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0.12 [-]
Coefficiente k	k	1.75 [-]
		1.75 [-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	ρ_l	0.0043633 [-]
		0.0043633 [-]

figura 6.3 Definizione di A_{sl} nella espressione (6.2)

Legenda

A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	181.56 [kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	164.35 [kN]

Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	V_{Rd}	181.56 [kN]
--	----------	--------------------

E' necessario predisporre armatura a taglio

§ 4.1.2.1.3.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO		
Diametro delle staffe	ϕ_{sw}	16 [mm]
Numero di braccia	n_b	2 [-]
Passo delle staffe	s	200 [mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	θ	45 [°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	90 [°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	A_{sw}	402 [mm ²]
Braccio della coppia interna	z	324 [mm]
Cotangente di θ	$\cot\theta$	1.00 [-]
		1.00 [-]
Cotangente di α	$\cot\alpha$	0.00 [-]
Seno di α	$\sin\alpha$	1.00 [-]
Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)	V_{Rsd}	254.91 [kN]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f'_{cd}	9.07 [MPa]
Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)	V_{Rcd}	1468.80 [kN]
Massima area efficace di armatura a taglio per $\cot\theta = 1$	$A_{sw,max}$	2780.44 [mm ²]
Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente	V_{Rd}	254.91 [kN]
§ 4.1.2.1.3.3 - TAGLIO MASSIMO SOPPORTABILE DALLA TRAVE		
Resistenza massima a taglio della trave	V_{Rd}	1632.00 [kN]

Si dispongono staffe $\Phi 16/20$ a due braccia per una distanza di 80cm da filo piedritto.

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS		
Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica		
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	15.2 [kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0 [-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	400 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000 [mm]
Copriferro	d'	40 [mm]
Altezza utile della sezione	d	360 [mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	1571 [mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	1571 [mm ²]

Posizione dell'asse neutro	x	98.03 [mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	2010379234 [mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	19.2 [MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360 [MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	0.74 [MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	29.71 [MPa]

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS

Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	15.2 [kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0 [-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	400 [-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000 [-]
Copriferro	d'	40 [-]
Altezza utile della sezione	d'	360 [-]
Area dell'armatura tesa	A_s	1571 [mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	1571 [mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	98.03 [mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	2010379234 [mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	14.4 [MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360 [MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	0.74 [MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	29.71 [MPa]

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS

Controllo tensionale per la Combinazione Frequente

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	15.2 [kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0 [-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	400 [MPa]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000 [-]
Copriferro	d'	40 [kNm]
Altezza utile della sezione	d'	360 [kNm]
Area dell'armatura tesa	A_s	1571 [mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	1571 [mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	98.03 [mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	2010379234 [mm ⁴]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	0.74 [MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	29.75 [MPa]

CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS

Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	400	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	40	[mm]
Altezza utile della sezione	d	360	[mm]
Area dell'armatura tesa	A _s	1571	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A' _s	1571	[mm ²]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	28	[mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	220	[mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	S _{rif,max}	190	[mm]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente

Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	M_{Ed,q.p.}	15.2	[kNm]
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	98.03	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _s	29.71	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f _{ct,eff}	3.0	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k _t	0.4	[-]
Altezza efficace	h _{c,eff}	100	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A _{c,eff}	100000	[mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ _{p,eff}	0.01571	[-]
Rapporto tra E _s /E _{cm}	α _e	6.00	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε _{sm} - ε _{cm}	-0.000273	[-]
		0.000089	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ _{eq}	20.00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k ₁	0.8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k ₂	0.5	[-]
	k ₃	3.4	[-]
	k ₄	0.425	[-]
Distanza massima tra le fessure	S _{r,max}	311.65	[mm]
		392.56	[mm]

Ampiezza delle fessure	w_k	0.0350	[mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0.3	[mm]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente

Momento sollecitante per la combinazione Frequente	M_{Ed,freq.}	15.22	[kNm]
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	98.03	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _s	29.75	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f _{ct,eff}	3.0	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k _t	0.4	[-]

Altezza efficace	$h_{c,eff}$	100 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	100000 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0.01571 [-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6.00 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	-0.000273 [-] 0.000089 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	20.00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0.8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0.5 [-]
	k_3	3.4 [-]
	k_4	0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$S_{r,max}$	311.65 [mm] 392.56 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0.0350 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0.3 [mm]
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Caratteristica		
Momento sollecitante per la combinazione Caratteristica	$M_{Ed,caratt.}$	15.2 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	98.03 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	29.71 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3.0 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0.4 [-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	100 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	100000 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0.01571 [-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6.00 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	-0.000273 [-] 0.000089 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	20.00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0.8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0.5 [-]
	k_3	3.4 [-]
	k_4	0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$S_{r,max}$	311.65 [mm] 392.56 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0.0350 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0.3 [mm]

Le verifiche allo SLU e allo SLE risultano tutte verificate.

SOLETTA INFERIORE

DEFINIZIONE DEI MATERIALI

Calcestruzzo - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005

Resistenza caratteristica cubica	R_{ck}	30	[MPa]
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	25	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	γ_c	1.5	[-]
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	α_{cc}	0.85	[-]
Valore medio della resistenza a compressione cilindrica	f_{cm}	33	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo	f_{ctm}	2.6	[MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 5%)	$f_{ctk;0,05}$	1.8	[MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 95%)	$f_{ctk;0,95}$	3.3	[MPa]
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo	E_{cm}	31476	[MPa]
Deformazione di contrazione nel calcestruzzo alla tensione f_c	ϵ_{c1}	0.0020	[-]
Deformazione ultima di contrazione nel calcestruzzo	ϵ_{cu}	0.0035	[-]
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo	f_{cd}	14.17	[MPa]
Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo	f_{ctd}	1.20	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	15	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	11.25	[MPa]

Acciaio - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005

Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk}	450	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio	γ_s	1.15	[-]
Modulo di elasticità secante dell'acciaio	E_s	200000	[MPa]
Deformazione a snervamento dell'acciaio	ϵ_{yd}	0.001957	[-]
Deformazione ultima dell'acciaio	ϵ_{su}	0.01	[-]
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	f_{yd}	391.3	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]

DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA

SEZIONE TRASVERSALE

Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	500	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	40	[mm]

Altezza utile della sezione	d	460	[mm]
ARMATURA TESA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ_1	20	[mm]
Numero dei ferri correnti	n_1	5	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ_2	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n_2	0	[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	1571	[mm ²]
ARMATURA COMPRESSA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ'_1	20	[mm]
Numero dei ferri correnti	n'_1	5	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ'_2	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n'_2	0	[-]
Area dell'armatura compressa	A'_s	1571	[mm ²]

DETERMINAZIONE DEL MOMENTO RESISTENTE

Si dispone armatura simmetrica inferiore e superiore composta da $\Phi 20/20$
 Il momento sollecitante nella sezione di verifica è 205.83 kNm.

Armatura simmetrica			
Posizione adimensionale dell'asse neutro	ξ		[-]
Posizione dell'asse neutro	X		[mm]
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{c,max}$		[-]
Deformazione massima dell'acciaio	$\epsilon_{s,max}$		[-]
Coefficiente di riempimento	β		[-]
Coefficiente di baricentro	κ		[-]
Coefficiente $\alpha'_s = \sigma'_s / f_{yd}$	α'_s		[-]
Tensione nell'armatura compressa	σ'_s		[MPa]
Deformazione dell'armatura compressa	ϵ'_s		[-]
Momento resistente della sezione	M_{Rd}	258.16	[kNm]
Momento sollecitante a SLU assunto in valore assoluto	M_{Ed}	205.8	[kNm]

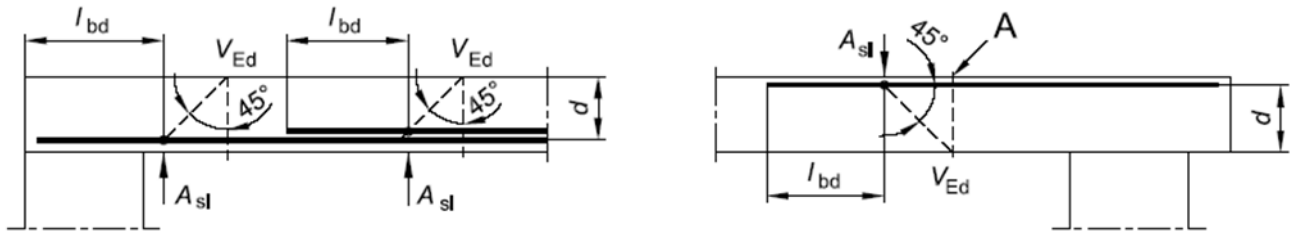
§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	V_{Ed}	182.91	[kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si	[-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0.12	[-]
Coefficiente k	k	1.66	[-]
		1.66	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	ρ_l	0.0034148	[-]
		0.0034148	[-]

figura 6.3 **Definizione di A_{sl} nella espressione (6.2)**

Legenda

A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	187.21 [kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	172.07 [kN]
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	V_{Rd}	187.21 [kN]

Non è necessario predisporre armatura a taglio

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS

Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	15.2 [kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0 [-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	500 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000 [mm]
Copriferro	d'	40 [mm]
Altezza utile della sezione	d	460 [mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	1571 [mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	1571 [mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	113.45 [mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	3443565948 [mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	15 [MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360 [MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	0.50 [MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	22.95 [MPa]

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS

Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	15.2	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	500	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	40	[-]
Altezza utile della sezione	d'	460	[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	1571	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	1571	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	113.45	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	3443565948	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	11.25	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	0.50	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	22.95	[MPa]

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS

Controllo tensionale per la Combinazione Frequente

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	15.2	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	500	[MPa]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	40	[kNm]
Altezza utile della sezione	d'	460	[kNm]
Area dell'armatura tesa	A_s	1571	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	1571	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	113.45	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	3443565948	[mm ⁴]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	0.50	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	22.98	[MPa]

CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS

Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	500	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	40	[mm]
Altezza utile della sezione	d	460	[mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	1571	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	1571	[mm ²]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	28	[mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	220	[mm]

Distanza massima di riferimento tra le barre	$S_{rif,max}$	190	[mm]
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	$M_{Ed,q.p.}$	15.2	[kNm]
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	113.45	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	22.95	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2.6	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0.4	[-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	100	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	100000	[mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0.01571	[-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6.35	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	-0.000244	[-]
		0.000069	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	20.00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0.8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0.5	[-]
	k_3	3.4	[-]
	k_4	0.425	[-]
Distanza massima tra le fessure	$S_{r,max}$	311.65	[mm]
		502.52	[mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0.0346	[mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0.3	[mm]
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente			
Momento sollecitante per la combinazione Frequente	$M_{Ed,freq.}$	15.22	[kNm]
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	113.45	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	22.98	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2.6	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0.4	[-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	100	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	100000	[mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0.01571	[-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6.35	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	-0.000244	[-]
		0.000069	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	20.00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0.8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0.5	[-]
	k_3	3.4	[-]
	k_4	0.425	[-]

Distanza massima tra le fessure	$S_{r,max}$	311.65 [mm]
		502.52 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0.0346 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0.3 [mm]
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Caratteristica		
Momento sollecitante per la combinazione Caratteristica	$M_{Ed,caratt.}$	15.2 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	113.45 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	22.95 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2.6 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0.4 [-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	100 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	100000 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0.01571 [-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6.35 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	-0.000244 [-]
		0.000069 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	20.00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0.8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0.5 [-]
	k_3	3.4 [-]
	k_4	0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$S_{r,max}$	311.65 [mm]
		502.52 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0.0346 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0.3 [mm]

Le verifiche allo SLU e allo SLE risultano tutte verificate.

PIEDRITTI

DEFINIZIONE DEI MATERIALI		
Calcestruzzo - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005		
Resistenza caratteristica cubica	R_{ck}	35 [MPa]
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	28 [MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	γ_c	1.5 [-]
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	α_{cc}	0.85 [-]
Valore medio della resistenza a compressione cilindrica	f_{cm}	36 [MPa]

Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo	f_{ctm}	2.8 [MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 5%)	$f_{ctk,0,05}$	1.9 [MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 95%)	$f_{ctk,0,95}$	3.6 [MPa]
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo	E_{cm}	32308 [MPa]
Deformazione di contrazione nel calcestruzzo alla tensione f_c	ϵ_{c1}	0.0020 [-]
Deformazione ultima di contrazione nel calcestruzzo	ϵ_{cu}	0.0035 [-]
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo	f_{cd}	15.87 [MPa]
Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo	f_{ctd}	1.29 [MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	16.8 [MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	12.6 [MPa]

Acciaio - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005

Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk}	450 [MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio	γ_s	1.15 [-]
Modulo di elasticità secante dell'acciaio	E_s	200000 [MPa]
Deformazione a snervamento dell'acciaio	ϵ_{yd}	0.001957 [-]
Deformazione ultima dell'acciaio	ϵ_{su}	0.01 [-]
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	f_{yd}	391.3 [MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360 [MPa]

DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA

SEZIONE TRASVERSALE

Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	400 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000 [mm]
Copriferro	d'	40 [mm]
Altezza utile della sezione	d	360 [mm]

ARMATURA TESA

Diametro dei ferri correnti	ϕ_1	22 [mm]
Numero dei ferri correnti	n_1	5 [-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ_2	0 [mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n_2	0 [-]
Area dell'armatura tesa	A_s	1901 [mm ²]

ARMATURA COMPRESSA

Diametro dei ferri correnti	ϕ'_1	22 [mm]
Numero dei ferri correnti	n'_1	5 [-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ'_2	0 [mm]

Numero dei ferri di eventuale infittimento	n'_2	0	[-]
Area dell'armatura compressa	A'_s		1901 [mm ²]

Armatura simmetrica

Posizione adimensionale dell'asse neutro	ξ		[-]
Posizione dell'asse neutro	x		[mm]
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{c,max}$		[-]
Deformazione massima dell'acciaio	$\epsilon_{s,max}$		[-]
Coefficiente di riempimento	β		[-]
Coefficiente di baricentro	κ		[-]
Coefficiente $\alpha'_s = \sigma'_s / f_{yd}$	α'_s		[-]
Tensione nell'armatura compressa	σ'_s		[MPa]
Deformazione dell'armatura compressa	ϵ'_s		[-]
Momento resistente della sezione	M_{Rd}	238.00	[kNm]
Momento sollecitante a SLU assunto in valore assoluto	M_{Ed}	220.9	[kNm]

DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE

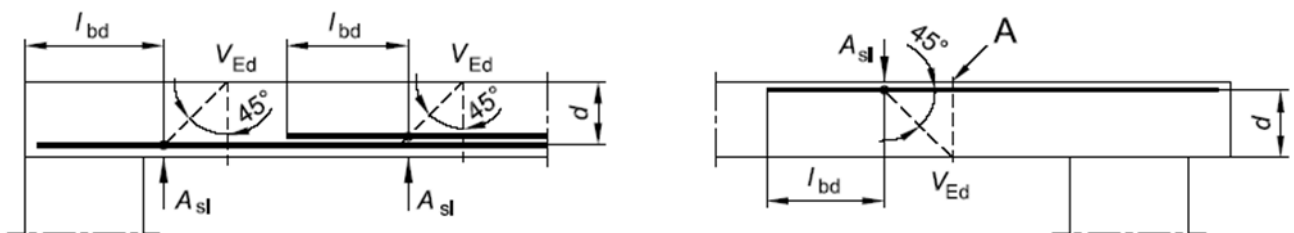
§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	V_{Ed}	186.19	[kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si	[-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$		0.12 [-]
Coefficiente k	k		1.75 [-]
			1.75 [-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	ρ_t		0.0052796 [-]
			0.0052796 [-]

figura 6.3 Definizione di A_{sl} nella espressione (6.2)

Legenda

A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	185.05	[kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	153.74	[kN]

Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	V_{Rd}	185.05 [kN]
--	----------	--------------------

E' necessario predisporre armatura a taglio alla base dei piedritti.

§ 4.1.2.1.3.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO			
Diametro delle staffe	ϕ_{sw}	16	[mm]
Numero di braccia	n_b	2	[-]
Passo delle staffe	s	200	[mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	θ	45	[°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	90	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	A_{sw}	402	[mm ²]
Braccio della coppia interna	z	324	[mm]
Cotangente di θ	cot θ	1.00	[-]
		1.00	[-]
Cotangente di α	cot α	0.00	[-]
Seno di α	sin α	1.00	[-]
Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)	V_{Rsd}	254.91	[kN]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f'_{cd}	7.93	[MPa]
Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)	V_{Rcd}	1285.20	[kN]
Massima area efficace di armatura a taglio per cot $\theta = 1$	$A_{sw,max}$	2432.89	[mm ²]
Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente	V_{Rd}	254.91	[kN]
§ 4.1.2.1.3.3 - TAGLIO MASSIMO SOPPORTABILE DALLA TRAVE			
Resistenza massima a taglio della trave	V_{Rd}	1428.00	[kN]

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS

Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	15.2	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	400	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	40	[mm]
Altezza utile della sezione	d	360	[mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	1901	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	1901	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	104.41	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	2360132999	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	16.8	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]

Tensione nel calcestruzzo	σ_c	0.67 [MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	24.69 [MPa]

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS

Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	15.2 [kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0 [-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	400 [-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000 [-]
Copriferro	d'	40 [-]
Altezza utile della sezione	d'	360 [-]
Area dell'armatura tesa	A_s	1901 [mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	1901 [mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	104.41 [mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	2360132999 [mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	12.6 [MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360 [MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	0.67 [MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	24.69 [MPa]

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS

Controllo tensionale per la Combinazione Frequente

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	15.2 [kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0 [-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	400 [MPa]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000 [-]
Copriferro	d'	40 [kNm]
Altezza utile della sezione	d'	360 [kNm]
Area dell'armatura tesa	A_s	1901 [mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	1901 [mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	104.41 [mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	2360132999 [mm ⁴]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	0.67 [MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	24.72 [MPa]

CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS

Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	400	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	40	[mm]
Altezza utile della sezione	d	360	[mm]
Area dell'armatura tesa	A _s	1901	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A' _s	1901	[mm ²]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	28	[mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	220	[mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	S _{rif,max}	195	[mm]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente

Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	M_{Ed,q.p.}	15.2	[kNm]
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	104.41	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _s	24.69	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f _{ct,eff}	2.8	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k _t	0.4	[-]
Altezza efficace	h _{c,eff}	98.5303935	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A _{c,eff}	98530.3935	[mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ _{p,eff}	0.01929	[-]
Rapporto tra E _s /E _{cm}	α _e	6.19	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε _{sm} - ε _{cm}	-0.000198	[-]
		0.000074	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ _{eq}	22.00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k ₁	0.8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k ₂	0.5	[-]
	k ₃	3.4	[-]
	k ₄	0.425	[-]
Distanza massima tra le fessure	S _{r,max}	289.08	[mm]
		384.27	[mm]

Ampiezza delle fessure	w_k	0.0285	[mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0.3	[mm]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente

Momento sollecitante per la combinazione Frequente	M_{Ed,freq.}	15.22	[kNm]
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	104.41	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _s	24.72	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f _{ct,eff}	2.8	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k _t	0.4	[-]

Altezza efficace	$h_{c,eff}$	98.5303935 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	98530.3935 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0.01929 [-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6.19 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	-0.000197 [-] 0.000074 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	22.00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0.8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0.5 [-]
	k_3	3.4 [-]
	k_4	0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	289.08 [mm] 384.27 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0.0285 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0.3 [mm]
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Caratteristica		
Momento sollecitante per la combinazione Caratteristica	$M_{Ed,caratt.}$	15.2 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	104.41 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	24.69 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2.8 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0.4 [-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	98.5303935 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	98530.3935 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0.01929 [-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6.19 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	-0.000198 [-] 0.000074 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	22.00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0.8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0.5 [-]
	k_3	3.4 [-]
	k_4	0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	289.08 [mm] 384.27 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0.0285 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0.3 [mm]

10.5. ARMATURA DI RIPARTIZIONE DELLO SCATOLARE

L'armatura di ripartizione nelle solette e nelle pareti dello scatolare 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.

Si disporranno quindi, a favore di sicurezza, le seguenti armature trasversali:

- $\Phi 12/20$ nelle solette $(A_f = 5.65 \text{ cm}^2/\text{m} = 35\% A_{f,\text{long}})$;
- $\Phi 12/20$ nei piedritti $(A_f = 5.65 \text{ cm}^2/\text{m} \approx 30\% A_{f,\text{long}})$.

10.6. VERIFICA GEOTECNICA DI GALLEGGIAMENTO

La verifica viene eseguita in condizione di esercizio (ovviamente in assenza di sovraccarichi accidentali), considerando il battente alla sua altezza massima.

Per la stabilità al sollevamento deve risultare che il valore di progetto dell'azione instabilizzante $V_{\text{inst,d}}$, combinazione di azioni permanenti ($G_{\text{inst,d}}$), sia non maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti ($G_{\text{stb,d}}$) e delle resistenze (R_d):

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d \quad \text{dove } V_{inst,d} = G_{inst,d}$$

Le verifiche agli stati limite ultimi sono eseguite in riferimento alla seguente combinazione:

1. combinazione 2 \rightarrow (A2+M2) \rightarrow GEO (galleggiamento)

Tabella 6.2.III - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

CARICHI	EFFETTO	SIMBOLO γF	(A2) STR
Permanente	favorevole	γ_{G1}	0.9
	sfavorevole		1.1
Permanente non strutturali	favorevole	γ_{G2}	0.0
	sfavorevole		1.1

Tabella 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFF. PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	M ₂
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1.25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.25
Resistenza non drenata	c'_{uk}	γ_{cu}	1.4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_{γ}	1

Dato il livello di falda di progetto, la spinta di galleggiamento risulta:

Verifica Galleggiamento in esercizio		
SPINTA DI GALLEGGIAMENTO		
Altezza falda progetto da intrad. fondaz. (m)	H _{fp}	2.25
Larghezza fondazione (m)	B	5.00
Volume immerso (m ³)	V _i =H _{fp} *B	11.25
Peso specifico acqua (kN/m ³)	G _w	10.00
Spinta di gallegg. TOT (kN)	V _i *G _w	112.5
G-inst,d (kN)		123.75
PESI STABILIZZANTI		
Pesi propri strutturali (kN)		130
Pesi permanenti portati (kN)		42.50

Pesi stabilizzanti TOT (kN)		172.50
G-stb,d		155.23
<i>Coeff sicurezza</i>		1.25

La verifica pertanto è soddisfatta.

11. VERIFICA DELLE PRESSIONI SUL TERRENO

Verifiche agli SLU

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno (GEO).

Le verifiche devono essere effettuate nei confronti del seguente stato limite ultimo:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO),*

accertando che la condizione $E_d \leq R_d$ sia soddisfatta per ogni stato limite.

La verifica di tale condizione è effettuata con riferimento all'Approccio 1 Combinazione 2 per il quale:

- *Approccio 1:*
 - o *Combinazione (GEO) 2: (A2+M2+R2);*

Il valore di progetto dell'azione E_d è calcolato dal programma di calcolo tenendo conto dei coefficienti parziali in riferimento allo SLU di tipo geotecnico (A2).

Si ricorda che le pressioni *tipo A1* sono le pressioni indotte nel terreno nella verifica al *SLU di tipo strutturale* e quindi utili solo alla valutazione delle caratteristiche della sollecitazione interna per le verifiche strutturali degli elementi di fondazione.

Per la verifica della portanza del terreno sotto la fondazione del cunicolo, si fa riferimento agli aspetti geotecnici forniti nelle *RELAZIONI GEOTECNICHE*:

- *SVINCOLO AUTOSTAZIONE DI SAN FELICE SUL PANARO E FINALE EMILIA;*
- *SVINCOLO AUTOSTAZIONE DI SAN POSSIDONIO – CONCORDIA – MIRANDOLA;*
- *SVINCOLO AUTOSTAZIONE DI CENTO;*
- *SVINCOLO AUTOSTAZIONE DI POGGIO RENATICO;*
- *SVINCOLO AUTOSTAZIONE DI REGGIOLO – ROLO;*
- *SVINCOLO AUTOSTAZIONE FERRARA – SUD.*

Si rende utile effettuare una precisazione relativamente alla realizzazione del piano di posa delle fondazioni superficiali.

Nella realizzazione dei piazzali delle autostazioni è prevista la costruzione di un rilevato messo in opera con le stesse modalità adottate per la costruzione della massicciata stradale.

Lo sviluppo in altezza del suddetto si attesta tra $1\div 2.5$ m dal piano campagna.

I valori di portanza del terreno sono stati ricavati ad una profondità pari a -1.00m od anche superiori dal piano di di campagna.

In opera sono però previste fondazioni il cui piano di posa giace sullo strato compattato del rilevato dei caselli, quindi la portanza del del terreno risulta essere sicuramente più elevata di quella in sito pertanto possono essere ancora ritenuti validi i valori di portanza rilevati alle quote di -1.00m od anche superiori.

E' infatti prevista, per la realizzazione dei rilevati una prima fase in cui si esegue uno scotico per uno strato di 20cm per la rimozione dello strato vegetale ed una seconda fase in cui si prevede la realizzazione di una bonifica per una profondità variabile a seconda dei siti.

In generale quindi si prevede che il piano di posa delle opere di fondazione venga impostato al più in strati di terreno compattati e mai direttamente sul terreno vergine sottostante.

Sia in *Condizione Statica non Drenata* che per *Sismica non Drenata* si è proceduto andando a considerare i carichi limite finalizzati alla determinazione dei domini di interazione in riferimento ad una fondazione nastriforme di larghezza $B=5.0$ m con approfondimento del piano di posa $D=2.5$ m.

Nello specifico si è fatto riferimento alle curve M2 ovvero alle curve dei domini che rappresentano l'Approccio 2 e si è effettuato un confronto tra i valori dei carichi limite riportati nelle relazioni geotecniche precedentemente citate andando a considerare i valori più cauteativi. Dal confronto è emerso che la località con i valori di carico limite più critici risulta essere CENTO (Fe).

Per effettuare la verifica si rende dapprima necessario effettuare le seguenti considerazioni in riferimento al reale funzionamento del cunicolo:

- il carico dovuto alla frenatura non grava totalmente alla base del piédrritto opposto al verso della frenatura poichè lo scatolare è completamente interrato. E' quindi possibile affermare che una quota parte della frenatura, stimabile in un 20%, vada a mobilitare la spinta a riposo del terreno che si trova a tergo del piédrritto opposto al verso di frenatura considerato mentre la rimanete quota parte, pari all'80%, vada a sollecitare la base del piédrritto succitato e conseguentemente vada ad interessare la fondazione del cunicolo.
- è inoltre plausibile che la frenatura dei veicoli che percorreranno la pavimentazione stradale, realizzata direttamente a contatto con la soletta del cunicolo, non avvenga simultaneamente tenuto conto anche del fatto che le piste vengono percorse in versi opposti e si possa perciò considerare la non contemporaneità spaziale dell'evento che porta quindi ad una sorta di compensazione degli effetti del carico frenante sulla struttura di fondazione ovvero i piédrritti del cunicolo non sono sollecitati contemporaneamente nella stessa direzione;

- la pavimentazione stradale non è sollecitata dal carico della frenatura per tutta la sua lunghezza in direzione longitudinale al cunicolo poiché tra una pista e la successiva trova alloggiamento la cabina di esazione; è ragionevole quindi supporre che il carico della frenatura che insiste per la larghezza di una pista (pari ad $L_{pista} = 3.10m$) possa essere distribuito per una larghezza che comprende esattamente la larghezza di un'isola (pari ad $L_{isola} = 2.80m$) di esazione ottenuto sommando i semicampi di due isole contigue ($L_{semicampi} = 1.40m$) per un totale di $L = 5.90m$. Si può quindi affermare che la soletta del cunicolo è interessata dall'azione frenante solo per il 50%;
- il carico della frenatura, considerato come carico principale, può essere quindi ridotto di un 25% moltiplicandolo per un coefficiente di riduzione dei carichi secondari pari a 0.75 su tutto il manufatto.

Ora, andando ad analizzare la risultanti delle sollecitazioni in fondazione si procede individuando i valori massimi relativamente all'azione verticale (sforzo normale) ed al momento flettente per le combinazioni S.L.U. in A2 e per le combinazioni sismiche.

Condizione Statica Drenata:

Si riporta di seguito la tabella relativa ai carichi limite di riferimento relativi ai diagrammi d'interazione:

	Stat-D	Stat-U	Sisma
$V_{max,M1}$ [kN]	1282	1107	1107
$H_{max,M1}$ [kN]	-	140	140
$M_{max,M1}$ [kNm]	-	448	448
$V_{max,M2}$ [kN]	856	861	861
$H_{max,M2}$ [kN]	-	100	100
$M_{max,M2}$ [kNm]	-	320	320

TABELLA 11.1: CARICO LIMITE FINALIZZATI ALLA DETERMINAZIONE DEI DOMINI (I CARICHI LINEARI SONO RIFERITI AD 1 m LINEARE DI STRUTTURA)

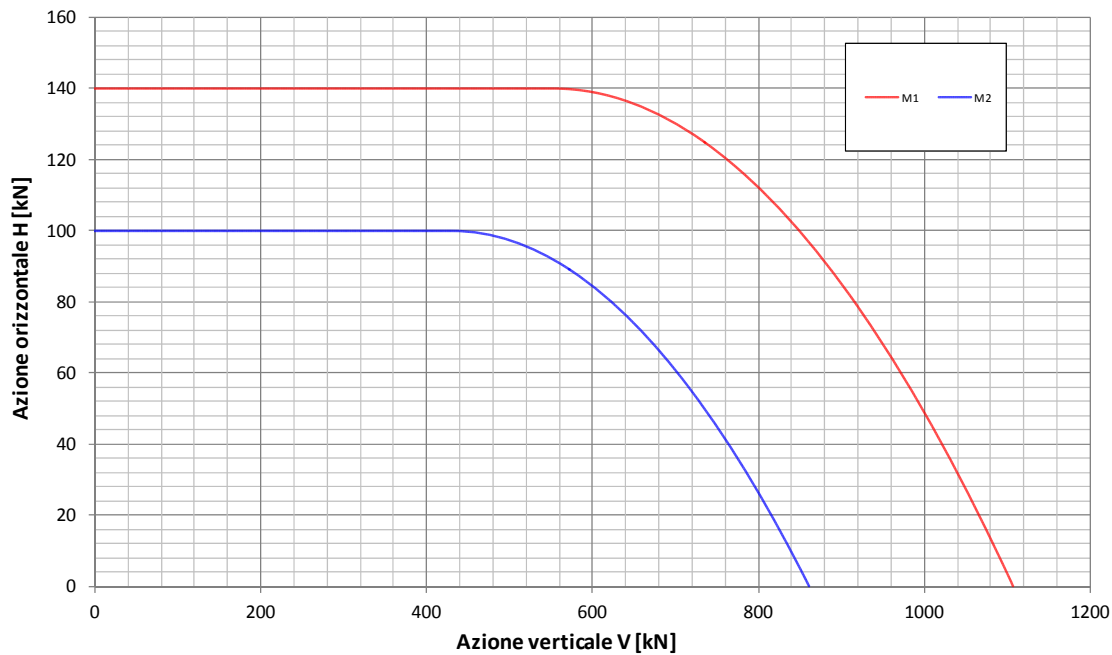
I valori delle terna di sollecitazioni alle S.L.U. A2 calcolati al fine di determinare i parametri per entrare entro i domini di interazione sono i seguenti:

- $V_{max} = 483$ kN;

- $M_{\max} = 535 \text{ kN}\cdot\text{m}$;
- $H_{\max} = 201 \text{ kN}$;

A questo punto è possibile sfruttare i diagrammi d'interazione per la condizione statica non drenata seguenti:

Fondazione B=5.0m - Approfondimento D=2.5m
Condizione Statica Non Drenata
Dominio di interazione nel piano V-H (Gourvenec, 2007)

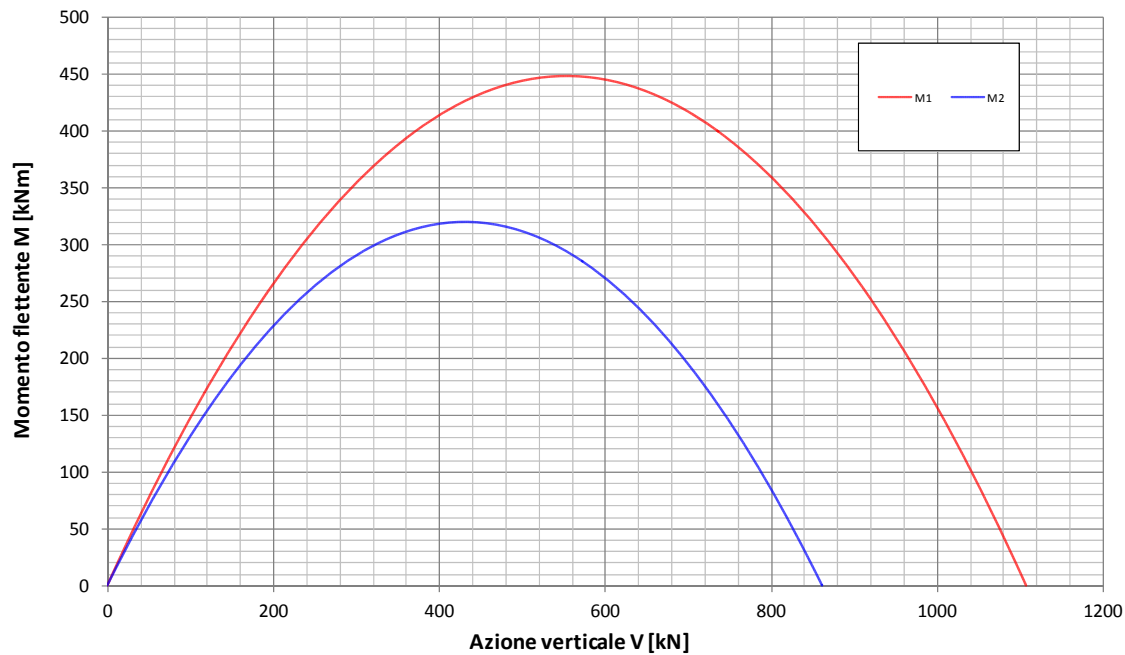


Per quanto precedentemente premesso è possibile effettuare la riduzione delle sollecitazioni utilizzando i valori percentuali citati:

- $V_{\max} = 483 \text{ kN} * 0.5 = 241.5 \text{ kN}$
- $H_{\max} = 201 \text{ kN} * 0.5 = 100 \text{ kN}$

Entrando con questi due valori nel grafico si rientra all'interno del dominio descritto dalla curva M2 → **Verificato!**

Fondazione B=5.0m - Approfondimento D=2.5m
Condizione Statica Non Drenata
Dominio di interazione nel piano V-M (Gourvenec, 2007)



Per il grafico sopra riportato si ha invece:

- $V_{\max} = 483 \text{ kN} * 0.5 = 242 \text{ kN}$
- $M_{\max} = 535 \text{ kN*m} * 0.5 = 268 \text{ kN*m}$

Entrando con questi due valori nel grafico si rientra all'interno del dominio descritto dalla curva M2 → **Verificato!**

Condizione Sismica non Drenata:

Si riporta di seguito la tabella relativa ai carichi limite di riferimento relativi ai diagrammi d'interazione:

	Stat-D	Stat-U	Sisma
V_{max,M1} [kN]	1282	1107	1107
H_{max,M1} [kN]	-	140	140
M_{max,M1} [kNm]	-	448	448
V_{max,M2} [kN]	856	861	861
H_{max,M2} [kN]	-	100	100
M_{max,M2} [kNm]	-	320	320

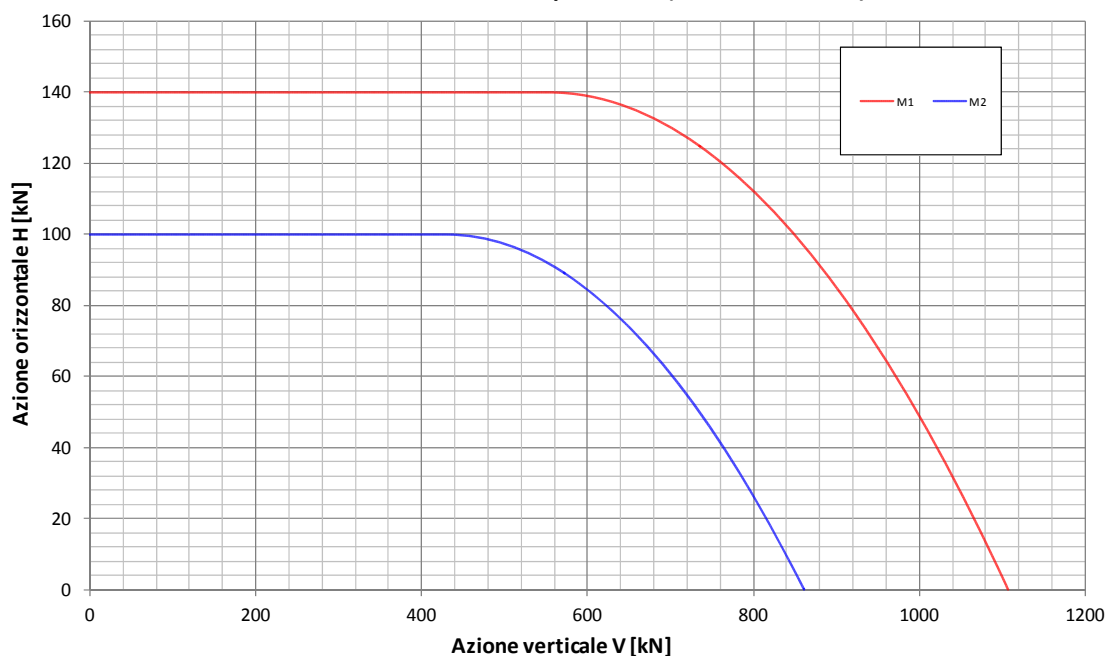
TABELLA 11.2: CARICO LIMITE FINALIZZATI ALLA DETERMINAZIONE DEI DOMINI (I CARICHI LINEARI SONO RIFERITI AD 1 m LINEARE DI STRUTTURA)

I valori della terna di sollecitazioni alle S.L.U. Sismiche calcolati al fine di determinare i parametri per entrare entro i domini di interazione sono i seguenti:

- $V_{max} = 241 \text{ kN}$;
- $M_{max} = 257 \text{ kN*m}$;
- $H_{max} = 135 \text{ kN}$;

A questo punto è possibile sfruttare i diagrammi d'interazione per la condizione statica non drenata seguenti:

Fondazione B=5.0m - Approfondimento D=2.5m
Condizione Sismica Non Drenata
Dominio di interazione nel piano V-H (Gourvenec, 2007)

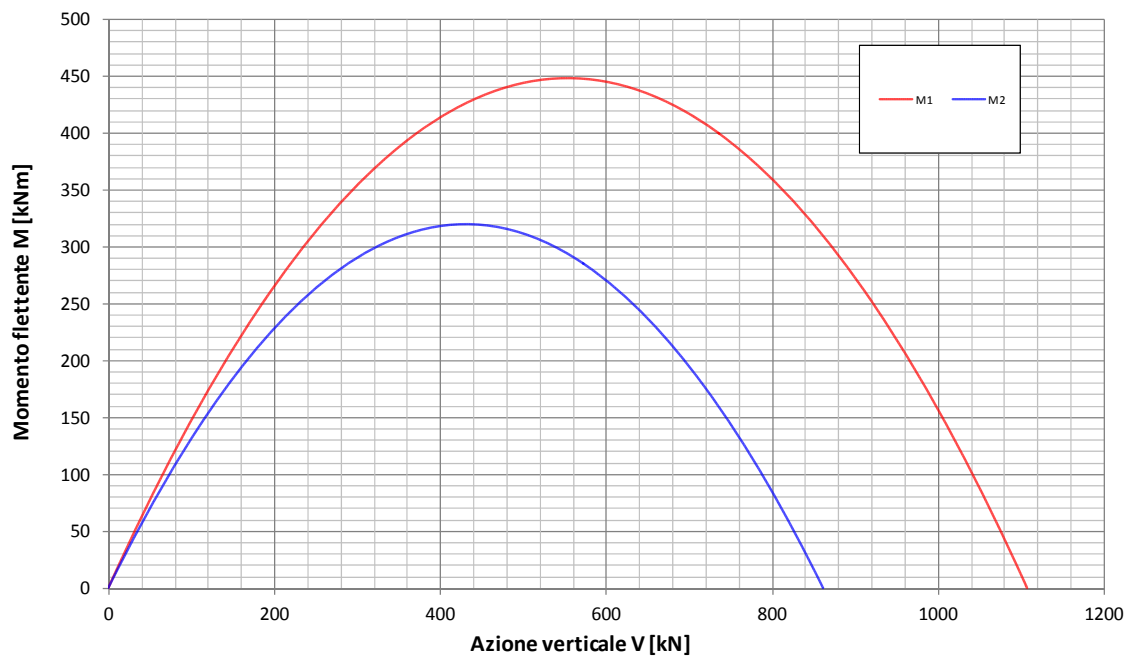


Per quanto precedentemente premesso è possibile effettuare la riduzione delle sollecitazioni utilizzando i valori percentuali citati:

- $V_{\max} = 241 \text{ kN} * 0.5 = 121 \text{ kN}$
- $H_{\max} = 135 \text{ kN} * 0.5 = 68 \text{ kN}$

Entrando con questi due valori nel grafico si rientra all'interno del dominio descritto dalla curva M2 → **Verificato!**

Fondazione B=5.0m - Approfondimento D=2.5m
Condizione Sismica Non Drenata
Domino di interazione nel piano V-M (Gourvenec, 2007)



Per il grafico sopra riportato si ha invece:

- $V_{\max} = 241 \text{ kN} * 0.5 = 121 \text{ kN}$
- $M_{\max} = 257 \text{ kN*m} * 0.5 = 129 \text{ kN*m}$

Entrando con questi due valori nel grafico si rientra all'interno del dominio descritto dalla curva M2 → **Verificato!**