

AUTOSTRADA VALDASTICO

A31 NORD

1° LOTTO

Piovene Rocchette - Valle dell'Astico

PROGETTO DEFINITIVO

CUP G21B1 30006 60005
WBS B25.A31N.L1
COMMESSA J16L1

COMMITTENTE



S.p.A. AUTOSTRADA BRESCIA VERONA VICENZA PADOVA
Area Costruzioni Autostradali

CAPO COMMESSA
PER LA PROGETTAZIONE
Dott. Ing. Gabriella Costantini

PRESTATORE DI SERVIZI:
CONSORZIO RAETIA



RAPPRESENTANTE: Dott. Ing. Alberto Scotti

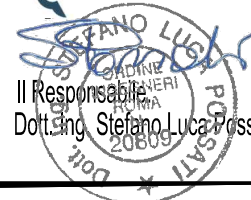
RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE
TRA LE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:
Technital S.p.A. - Dott. Ing. Andrea Renso



PROGETTAZIONE:



Il Responsabile
Dott. Ing. Stefano Luca Possati



ELABORATO: **OPERE D'ARTE MINORI**
SOTTOVIA
SOTTOVIA SP84
Relazione di calcolo - Scatolari e muri imbocco

Progressivo Rev.
08 02 02 001 02

Rev.	Data	Descrizione	Redazione	Controllo	Approvazione	SCALA: --
00	MARZO 2017	PRIMA EMISSIONE	3TI PROGETTI - DI SANZO	M. SORGE	S.L.POSSATI	NOME FILE: J16L1_08_02_02_001_0102_OPD_02.dwg
01	GIUGNO 2017	REVISIONE PER VERIFICA	3TI PROGETTI - DI SANZO	M. SORGE	S.L.POSSATI	CM. PROGR. FG. LIV. REV.
02	LUGLIO 2017	RECEPIMENTO OSSERVAZIONI	3TI PROGETTI - DI SANZO	M. SORGE	S.L.POSSATI	J16L1_08_02_02_001_0102_OPD_02

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO
PIOVENE ROCCHETTE –VALLE DELL’ASTICO

Committente:



Progettazione:

CONSORZIO RAETIA



PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE TECNICA

INDICE

1. GENERALITÀ	4
2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	5
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	6
Calcestruzzo	6
Acciaio d’armatura B450C	6
4. TERRENI	7
5. GEOMETRIA DEL SOTTOVIA	8
Tipologia Scatolare	8
6. Analisi dei carichi	9
Sovraccarichi permanenti (g_2)	10
Spinte laterali del terreno in fase statica (g_3)	10
Spinta in presenza di sisma - Metodo di Mononobe-Okabe (q_6)	11
Ritiro del calcestruzzo (ε_2)	15
Variazioni termiche (ε_3)	15
Carichi mobili (q_1)	16
Incremento dinamico (q_2)	17
Azioni longitudinali di frenamento (q_3)	18
Analisi Sismica (q_6)	19
Vento (q_5)	21
7. Combinazioni di carico	24
8. Modello di calcolo	26
Carichi permanenti	27
Carichi accidentali	28
Disposizione dei carichi nel modello	28
Azioni agenti sulla trave	33
9. VERIFICHE DI SICUREZZA	38
Soletta Superiore	38
Piedritti	40
Soletta Inferiore	42
Piedritti Estrusione	44

1. GENERALITÀ

La presente relazione di calcolo riporta il dimensionamento e le verifiche dei sottovia scatolari posti in corrispondenza della spalla del viadotto Settecà, che fanno parte del progetto definitivo dell’Autostrada Valdastico A31 Nord, I Lotto “Piovene Rocchette - Valle dell’Astico”.

Premessa

Nel presente documento si analizzano strutturalmente l’opera sottovia SP84. Il sottovia in esame nel presente documento è in sezione uno scatolare di altezza 8.05 m e larghezza 13 m, e si posiziona subito prima del viadotto Settecà.

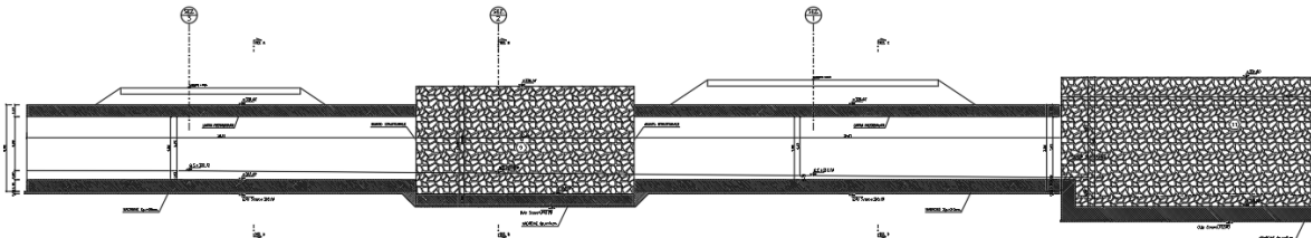


Figura 1—Prospetto Opera.

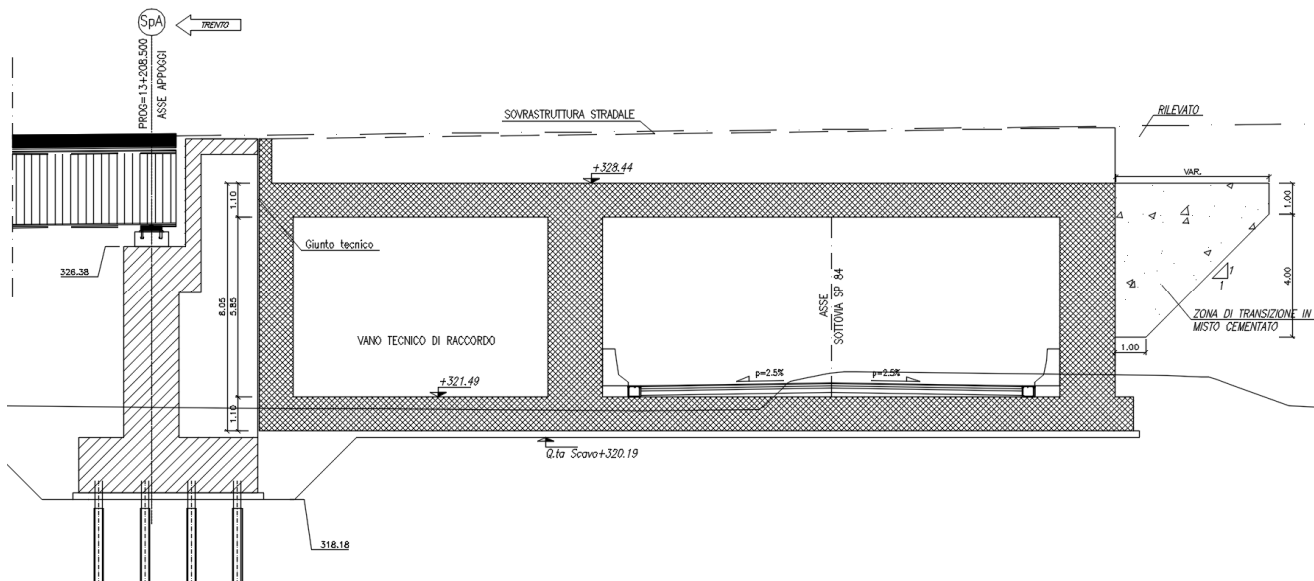


Figura 2 – Sezione Opera.

2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Le opere sono conformi alla normativa vigente, e in particolare:

- Legge 05.11.1971 n.1086: “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”;
- D.M. 14/01/2008: “Norme tecniche per le costruzioni”;
- Circolare 02/02/2009 n.617: “Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008 (Suppl. Ordinario n.27)”;
- EN 1991-1-4:2005 “Eurocodice 1 - Parte 1-4: Azioni del vento”;
- EN 1992-1-1:2005 “Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;
- EN 1993-1-5:2007 “Eurocodice 3 – Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra”;
- EN 1993-2:2007 “Eurocodice 3 – Parte 2: Ponti di acciaio”;
- UNI EN 1993-5:2007 “Eurocodice 3 – Parte 5: Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 5: Pali e palancole”;
- EN 1994-2:2006 “Eurocodice 4 – Parte 2: Regole generali e regole per i ponti”;
- UNI EN 1997-1:2005 “Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali”;
- UNI EN 1998-5:2005 “Eurocodice 8 – Parte 5: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica: fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”;
- “Raccomandazioni sui pali di fondazione”, AGI, 1984;
- EN 206 - 2013: “Concrete – Specification, performance, production and conformity”;
- UNI 11104-2016: “Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206”.

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Nelle verifiche strutturali si fa riferimento ai seguenti materiali:

Calcestruzzo

- Classe di resistenza C28/35
- Classe di esposizione XC3
- Resistenza caratteristica a compressione $R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza cilindrica caratteristica a compressione $f_{ck} = 28 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza cilindrica di progetto a compressione $f_{cd} = 15,9 \text{ N/mm}^2$
- Copriferro minimo $c = 45 \text{ mm}$

Acciaio d'armatura B450C

- Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica di rottura $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$
- Tensione di progetto $y_d = 391 \text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico $E = 200.000 \text{ N/mm}^2$

In accordo con le NTC, i coefficienti di sicurezza parziali dei materiali sono posti pari a:

- $\gamma_c = 1,50$ per il calcestruzzo
- $\gamma_s = 1,15$ per l'acciaio d'armatura in barre e in trefoli
- $\gamma_s = 1,05$ per l'acciaio da carpenteria

4. TERRENI

Caratteristiche strati terreno

Strato di ricoprimento

Descrizione	Terreno di ricoprimento	
Spessore dello strato	2.20	[m]
Peso di volume	20.0000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	20.0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	35.00	[°]
Coesione	0.000	[N/mm ²]

Strato di rinfianco

Descrizione	Terreno di rinfianco	
Peso di volume	20.0000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	20.0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	35.00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	23.31	[°]
Coesione	0.000	[N/mm ²]
Costante di Winkler	0.400	[N/mm ² /cm]

Strato di base

Descrizione	Depositi Alluvionali	
Peso di volume	20.0000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	24.5000	[kN/mc]
Angolo di attrito	40.00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	26.67	[°]
Coesione	0.000	[N/mm ²]
Costante di Winkler	1.200	[N/mm ² /cm]

5. GEOMETRIA DEL SOTTOVIA

Tipologia Scatolare

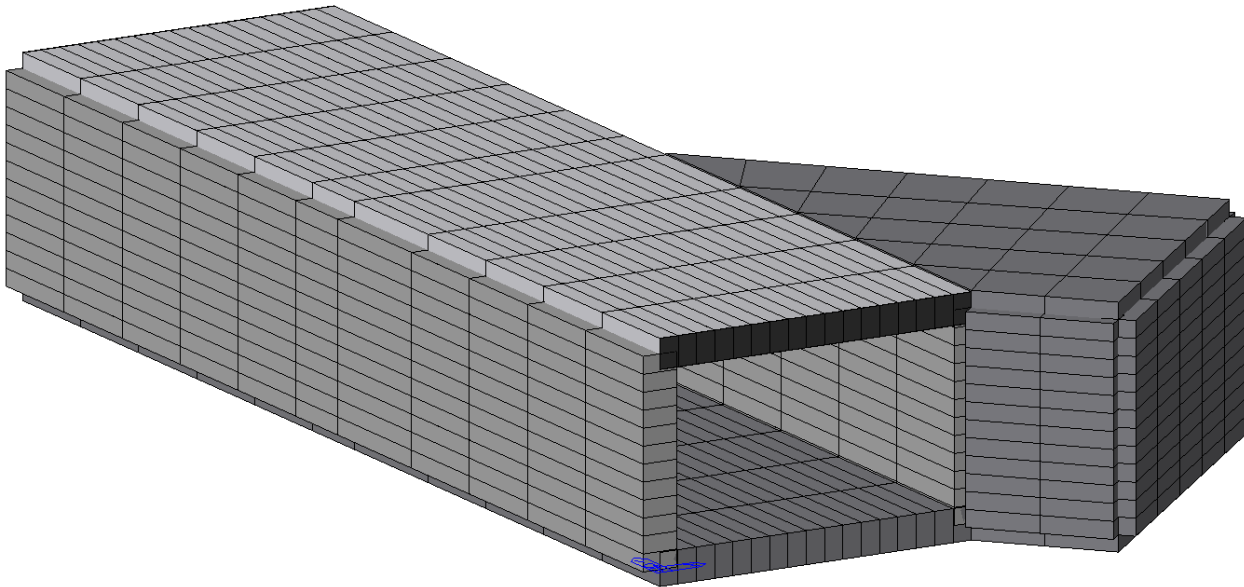
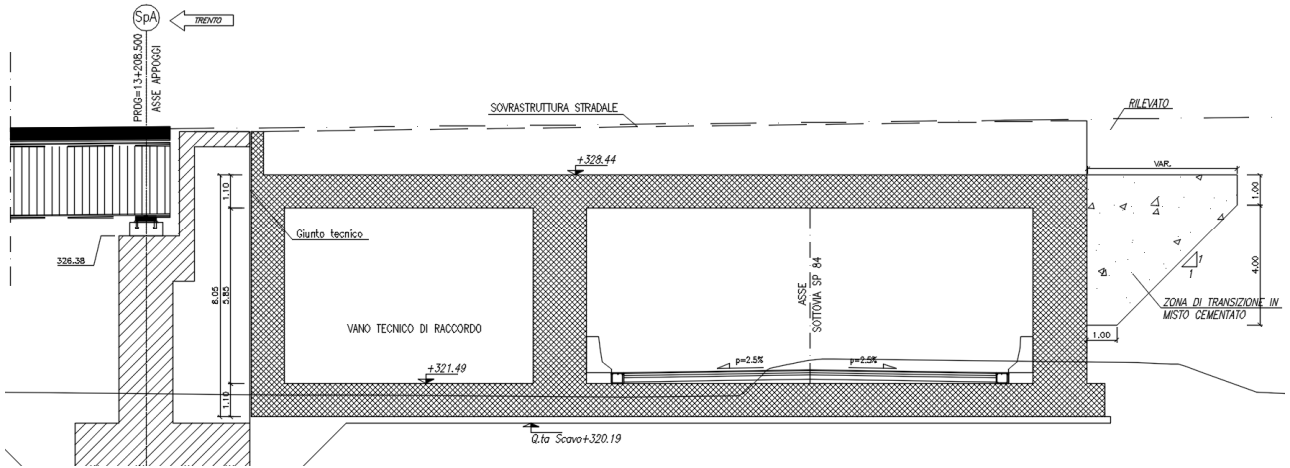


Figura - Sezione trasversale.

6. Analisi dei carichi

Nel presente capitolo si riporta l'analisi dei carichi agenti sul sottovia. Di seguito si riporta la sezione trasversale.

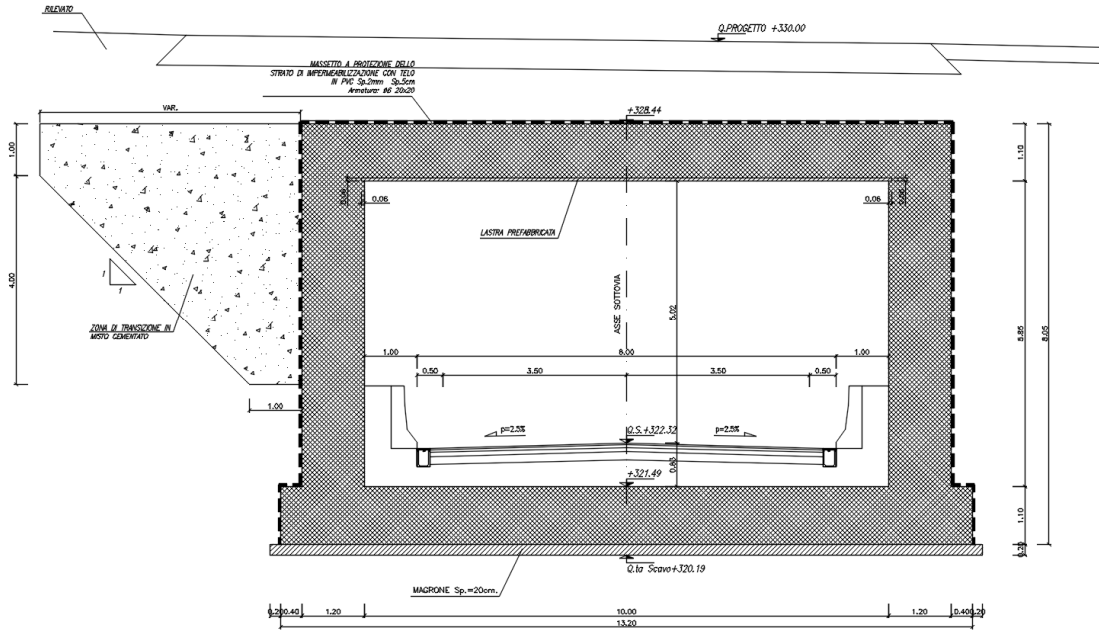


Figura - Sezione Trasversale

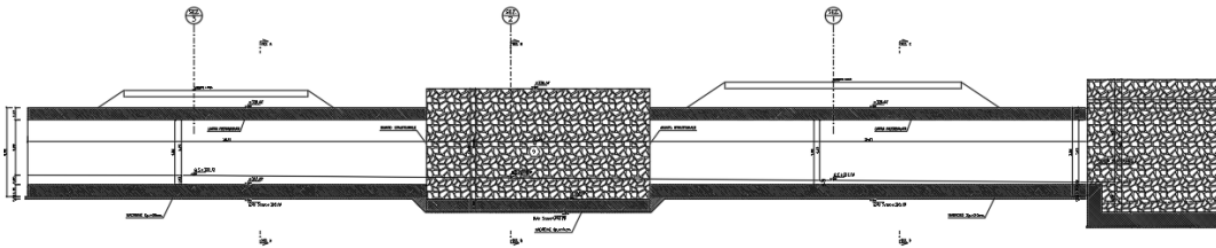


Figura- Sezione Longitudinale

Sovraccarichi permanenti (g_2)

Si riportano di seguito i valori delle azioni relative ai carichi permanenti portati, ripartiti mediante il criterio delle aree di influenza.

Carico del terreno sovrastante di 2.20.

Peso della pavimentazione stradale.

Spinte laterali del terreno in fase statica (g_3)

Su entrambe le pareti laterali è prevista l'applicazione della spinta a riposo, prendendo in conto anche l'eventuale presenza della falda. Sulle palificate il carico per unità di superficie è stato linearizzato con l'interasse dei pali.

Si assume quindi che sulle pareti laterali agisca la spinta calcolata in condizioni di riposo.

Il coefficiente di spinta a riposo è espresso dalla relazione

$$K_0 = 1 - \sin\phi$$

dove ϕ rappresenta l'angolo d'attrito interno del terreno di rinfiacco.

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

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

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

dove p_v è la pressione verticale agente in corrispondenza della calotta.

Terreno a spingente

Descrizione	Terreno di rinfiacco	
Peso di volume	20.0000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	20.0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	35.00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	23.31	[°]
Coesione	0.000	[N/mm ²]
Costante di Winkler	0.400	[N/mm ² /cm]

Spinta in presenza di sisma - Metodo di Mononobe-Okabe (q_6)

(Normativa sismica, Ordinanza 3274 del 20 – 03 – 2003)

Nell'analisi pseudo-statica, l'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali date dal prodotto delle forze di gravità per un coefficiente sismico.

La componente verticale dell'azione sismica deve essere considerata agente verso l'alto o verso il basso, in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli.

L'intensità delle forze sismiche equivalenti così introdotte dipende, per un'assegnata zona sismica, dall'entità dello spostamento permanente ammissibile ed allo stesso tempo effettivamente consentito dalla soluzione strutturale adottata.

In assenza di studi specifici, i coefficienti sismici orizzontale (k_h) e verticale (k_v) che interessano tutte le masse devono essere calcolati come:

$$k_h = S a_g / r \quad k_v = 0,5 k_h \quad (5)$$

Al fattore r può essere assegnato il valore $r = 2$ nel caso di opere di sostegno che ammettano spostamenti, per esempio i muri a gravità, o che siano sufficientemente flessibili.

In presenza di terreni non coesivi saturi deve essere assunto il valore $r = 1$.

Salvo che nel caso di muri a gravità, la componente verticale dell'accelerazione sismica agente sulla struttura può essere trascurata.

I coefficienti sismici sopra definiti si possono assumere costanti lungo l'altezza del muro.

Per opere di sostegno alte più di 10 m, tuttavia, è preferibile eseguire un'analisi monodimensionale di propagazione di onde in direzione verticale in condizioni di campo libero. Tale analisi consente di ottenere una stima più accurata di ($S a_g$), da usare nella espressione (5), prendendo un valore medio delle accelerazioni di picco del terreno lungo l'altezza della struttura.

Spinte di calcolo del terreno e dell’acqua

La forza di calcolo E_d è da considerare come la risultante delle spinte statiche e dinamiche del terreno.

In assenza di uno studio più dettagliato che prenda in considerazione la rigidità relativa, il tipo di movimento e la massa dell’opera di sostegno, si deve assumere che la forza dovuta alla spinta dinamica del terreno sia applicata a metà altezza del muro.

Nel caso di muri di sostegno liberi di ruotare intorno al piede, si può assumere che la forza dinamica agisca nello stesso punto di quella statica.

Si deve assumere che la distribuzione lungo il muro delle pressioni dovute ad azioni statiche e dinamiche agisca con un’inclinazione rispetto alla normale al muro non superiore a $(2/3)\phi'$, per lo stato di spinta attiva, ed uguale a zero per lo stato di spinta passiva.

Per il terreno al di sotto del livello di falda, si deve distinguere tra condizioni di permeabilità dinamica, in cui l’acqua interstiziale è libera di muoversi rispetto allo scheletro solido, e condizioni di impermeabilità, nelle quali non si verifica in pratica drenaggio durante il terremoto.

Nelle situazioni più comuni e per terreni con coefficiente di permeabilità inferiore a 5×10^{-4} m/s, l’acqua interstiziale non è libera di muoversi rispetto allo scheletro solido; l’azione sismica avviene allora in condizioni essenzialmente non drenate, ed il terreno può essere trattato come un mezzo monofase.

La spinta totale di progetto E_d esercitata dal terrapieno ed agente sull’opera di sostegno, è data da:

$$E_d = \frac{I}{2} \gamma^* (1 \pm k_v) KH^2 + E_{ws} \quad (6)$$

dove: H è l’altezza del muro;
 E_{ws} è la spinta idrostatica;
 γ^* è il peso specifico del terreno (definito ai punti seguenti);
 K è il coefficiente di spinta del terreno (statico + dinamico).

Il coefficiente di spinta del terreno può essere calcolato mediante la formula di Mononobe e Okabe.

Per stati di spinta attiva:

$$\beta \leq \phi - \theta: K = \frac{\text{sen}^2 (\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen} (\phi + \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen} (\phi + \delta) \text{sen} (\phi - \beta - \theta)}{\text{sen} (\phi + \theta - \delta) \text{sen} (\psi + \beta)}} \right]^2} \quad (7)$$

$$\beta > \phi - \theta: K = \frac{\text{sen}^2 (\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen} (\psi - \theta - \delta)} \quad (8)$$

Per stati di spinta passiva (resistenza a taglio nulla tra terreno e muro):

$$K = \frac{\text{sen}^2 (\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi + \theta \left[1 - \frac{\text{sen}}{\text{sen} (\psi + \beta) \text{sen} (\psi + \theta)} \right]^2} \quad (9)$$

Nelle precedenti equazioni vengono usate le seguenti notazioni:

- ϕ è il valore di calcolo dell'angolo di resistenza a taglio del terreno in condizioni di sforzo efficace;
 ψ, β è l'angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale rispettivamente della parete del muro rivolta a monte e della superficie del terrapieno;
 δ è il valore di calcolo dell'angolo di resistenza a taglio tra terreno e muro;
 θ è l'angolo definito nelle espressioni da (10) a (13).

La formula per stati di spinta passiva deve essere in generale usata nel caso di muro a parete verticale ($\psi = 90^\circ$).

Livello di falda al di sotto del muro di sostegno - Coefficiente di spinta del terreno

Valgono le seguenti definizioni e relazioni:

$\gamma^* = \gamma$ peso specifico del terreno

$$\tan \theta = \frac{k_h}{1 \mp k_v} \quad (10)$$

In alternativa all'uso delle espressioni (7) e (8), si può far uso delle tabelle e dei grafici validi in condizioni statiche (presenza delle sole forze di gravità) con le seguenti modifiche:

indicando con $\tan \theta_A = \frac{k_h}{1 + k_v}$ e $\tan \theta_B = \frac{k_h}{1 - k_v}$ (11)

si applica all'intero sistema terreno – opera di sostegno una rotazione addizionale data dagli angoli θ_A o θ_B .

L'accelerazione di gravità viene modificata come segue:

$$g_A = \frac{g(1 + k_v)}{\cos \theta_A} \quad \text{o} \quad g_B = \frac{g(1 - k_v)}{\cos \theta_B} \quad (12)$$

Terreno impermeabile in condizioni dinamiche al di sotto del livello di falda - Coefficiente di spinta del terreno.

Valgono le seguenti definizioni e relazioni:

$$\gamma^* = \gamma - \gamma_w$$

$$\tan \theta = \frac{\gamma}{\gamma - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \mp k_v} \quad (13)$$

dove:

γ = peso specifico del terreno saturo

γ_w = peso specifico dell'acqua.

In presenza di acqua libera sulla faccia esterna del muro dovrà tenersi conto della sovrappressione (positiva e negativa) dell'acqua sul muro, dovuta all'effetto idrodinamico.

Tale sovrappressione può essere calcolata come:

$$q(z) = \mp \frac{7}{8} k_h \gamma_w \sqrt{hz} \quad (14)$$

dove: h è la quota del pelo libero dell'acqua;

z è la coordinata verticale diretta verso il basso, con origine al pelo libero dell'acqua.

Nel caso di strutture rigide completamente vincolate, in modo tale che non può svilupparsi nel terreno uno stato di spinta attiva, e aventi muri verticali con terrapieno a superficie orizzontale, l'incremento dinamico di spinta del terreno può essere

calcolato come:

$$\Delta P_d = a \cdot s \cdot \gamma \cdot H^2 \quad (15)$$

con punto di applicazione a metà dell'altezza H del muro.

Ritiro del calcestruzzo (ϵ_2)

Si calcola il ritiro come variazione termica:

Soletta

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

$\epsilon_{cs} = 4,86E-05$

$\Delta T = 4,861421^\circ$

Tipo = C28/35
 Rck = 35 [N/mm²]

H = 1 mm
 B = 1 mm

$f_{ck} = 29,05$ Mpa
 RH = 0,55 tasso di umidità

$t = 60$ [giorni]
 $t_a = 28$ [giorni]

Età calcestruzzo nel momento considerato

Età calcestruzzo per il calcolo dell' effetto ritiro per essiccamento

sezione : (rettangolare)
 H = 1000 mm
 B = 1000 mm
 A = 1000000 mm²
 u = 2000 mm
 h₀ = 1000

h ₀	k _h
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥500	0,70

t	ϵ_{cs}	ϵ_{ca}	ϵ_{cd}
0	-1E-05	0	-1E-05
30	3,24E-05	3,17E-05	7,11E-07
60	4,86E-05	3,75E-05	1,11E-05
90	6,15E-05	4,05E-05	2,1E-05
120	7,28E-05	4,23E-05	3,05E-05
150	8,31E-05	4,35E-05	3,96E-05
180	9,27E-05	4,44E-05	4,83E-05
210	0,000102	4,5E-05	5,66E-05
240	0,00011	4,55E-05	6,46E-05
270	0,000118	4,58E-05	7,23E-05
300	0,000126	4,61E-05	7,97E-05
330	0,000133	4,64E-05	8,67E-05
360	0,00014	4,66E-05	9,36E-05

$k_h = 0,7$

	S	N	R
α_{ds1}	3	4	6
α_{ds2}	0.13	0.12	0.11

$\beta_{RH} = 1,292119$
 $f_{cm} = 37,05$ Mpa
 $\epsilon_{cd,0} = 0,000643$

$\alpha_{ds1} = 6$
 $\alpha_{ds2} = 0,11$ k

$\epsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_a) k_h \epsilon_{cd,0}$
 $\beta_{ds} = 0,024674$
 $\epsilon_{cd}(t) = 1,11E-05$

$\epsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \epsilon_{ca}(\infty)$
 $\beta_{as}(t) = 0,787581$
 $\epsilon_{ca}(\infty) = 4,76E-05$
 $\epsilon_{ca}(t) = 3,75E-05$

Variazioni termiche (ϵ_3)

Si considera una variazione termica di $\pm 5^\circ$ nello spessore della soletta superiore.

Carichi mobili (q_1)

La larghezza della carreggiata è pari a **11,25** m. Il massimo numero di colonne (di larghezza 3.00m) compatibile con tale larghezza è, quindi, pari a tre. In conformità alla normativa di riferimento, si prendono in considerazione i seguenti carichi mobili per ponti di 1° categoria:

due assi di carico Q1k, ciascuno dei quali di intensità pari a 300 kN, di ingombro trasversale pari a 3.00 m e con interasse delle ruote pari a 1.20 m in senso longitudinale e a 2.00 m in senso trasversale;

un carico q1k, da 9 kPa, uniformemente distribuito su una larghezza trasversale di 3.0 m.

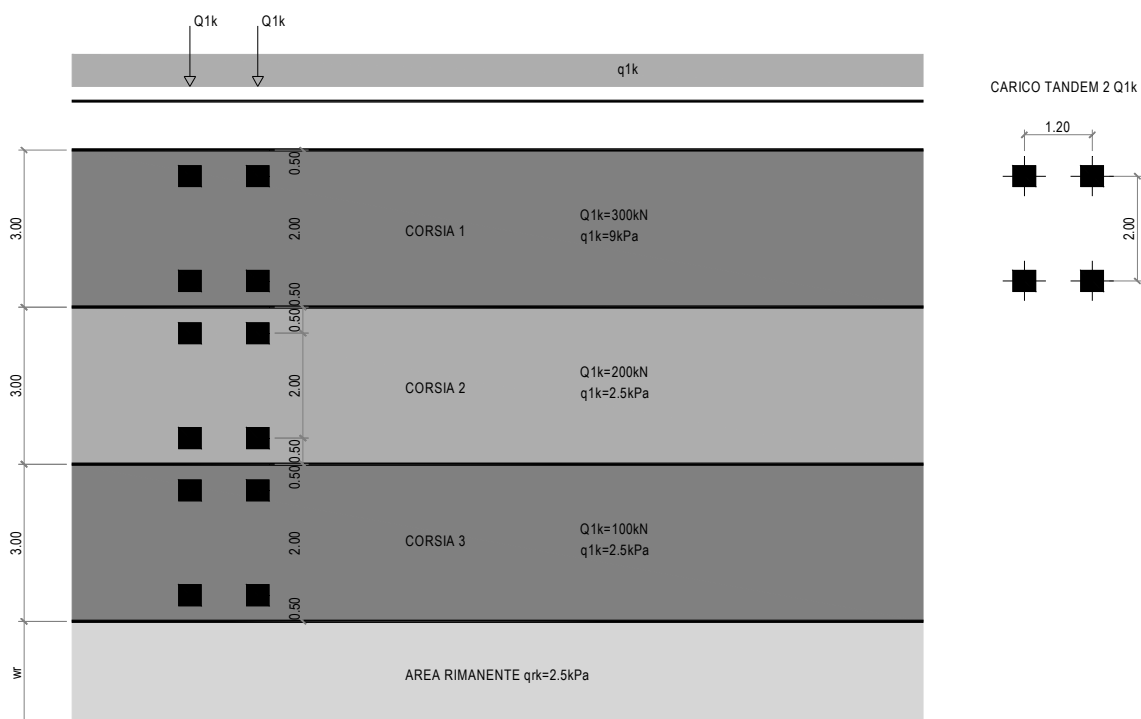
w = **11.25** m larghezza carreggiata

nl = 3 m numero corsie convenzionali

wl = 3 m larghezza corsie convenzionali

		Corsia			
		1	2	3	
Q1k	=	300	200	100	[kN] carico su singolo asse (carico tandem=2Q1k)
q1k	=	9	2.5	2.5	[kPa] carico uniformemente distribuito
b1k	=	3	3	3	[m] larghezza impronta carico q1k
qfk	=	2.50			[kPa]

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



Incremento dinamico (q_2)

Tutti i carichi mobili prima definiti sono comprensivi degli effetti dinamici riferiti ad una pavimentazione di media rugosità. Solo per la valutazione di effetti locali, in corrispondenza di discontinuità strutturali (zone di giunto), verranno considerati incrementi dinamici addizionali.

Azioni longitudinali di frenamento (q_3)

Di seguito si riporta il dettaglio del calcolo dell'azione di frenamento o accelerazione. Tale azione è stata schematizzata nel modello di calcolo impiegato per l'analisi del viadotto come un carico lineare uniformemente ripartito.

Frenatura

q_3

Q_{1k}	=	300.0	[kN]	singolo asse Q_{1k}
q_{1k}	=	9.00	[kN]	carico uniformemente distribuito
L	=	27.0	[m]	lunghezza del tratto
w	=	3	[m]	larghezza corsia
q_3	=	432.9	[kN]	forza di frenatura (accelerazione)
q_{3l}	=	16.1	[kN/m]	azione di frenatura per unità di lunghezza

Analisi Sismica (q_6)

Si riportano di seguito i dati di progetto i grafici e le tabelle per il calcolo dell’azione sismica.

Vita Nominale		$V_N =$	100		anni
Classe d'Uso	IV	$C_U =$	2		
		$V_R =$	200		anni

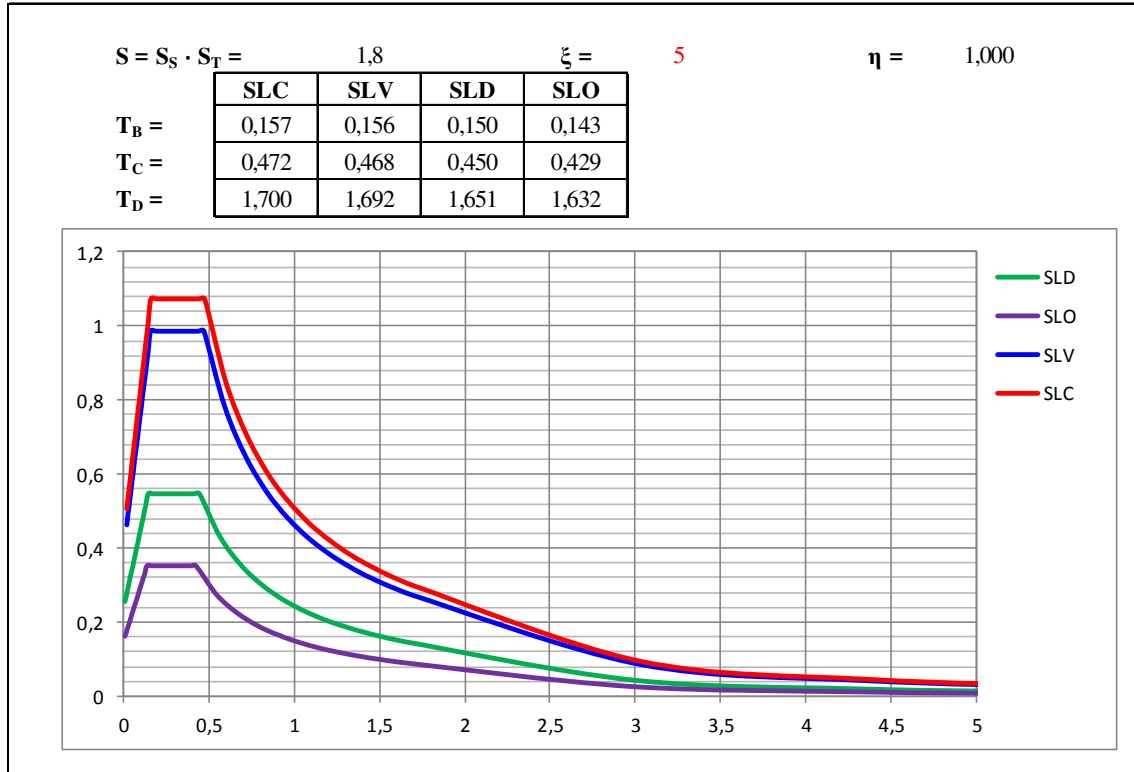
Longitudine e latitudine del sito in esame					
LON =	11,36522				
LAT =	45,85785				
g =	9,81	m/s^2			

	SLC	SLV	SLD	SLO	
$T_R =$	3899,15	1898,24	201,16	120,43	anni
$a_g =$	0,246	0,224	0,124	0,079	g
$F_o =$	2,424	2,436	2,441	2,479	
$T_C^* =$	0,302	0,299	0,288	0,274	s

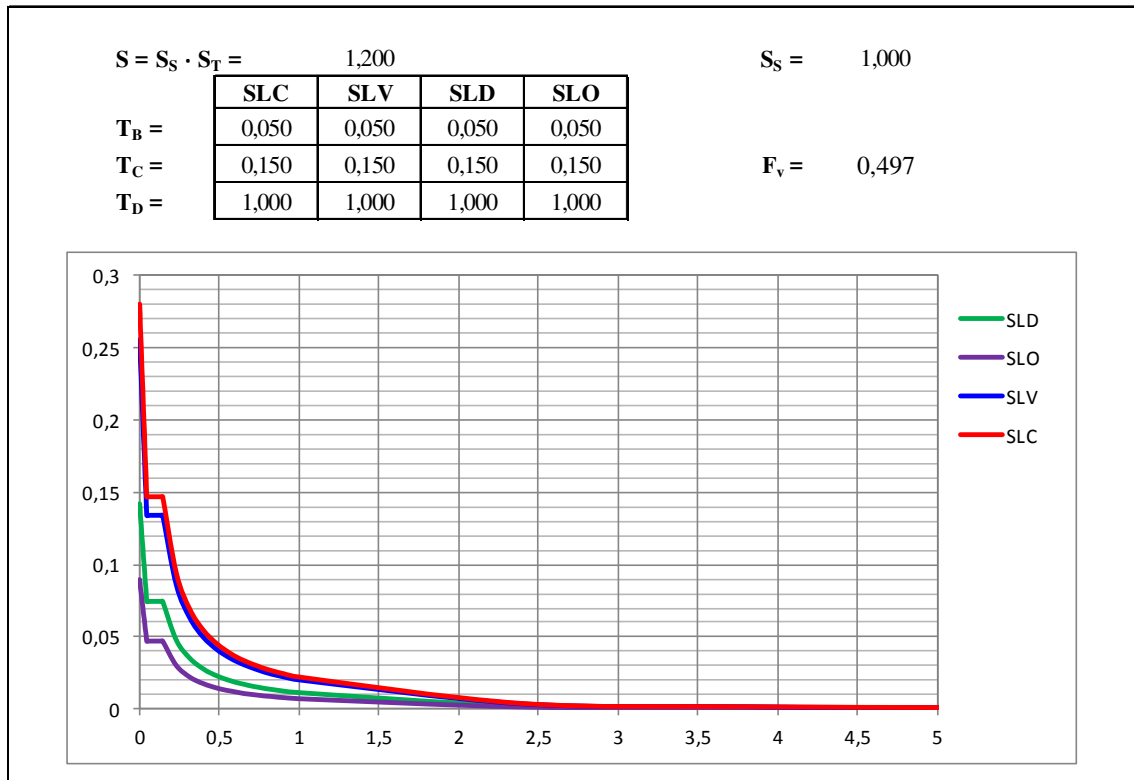
Categoria di Sottosuolo	C
--------------------------------	----------

Condizioni Topografiche	T3
--------------------------------	-----------

Spettri di Risposta Orizzontali



Spettri di Risposta Verticali



Vento (q_5)

L'azione del vento trasversale dipendente dalla velocità di riferimento V_b e dalla categoria di esposizione del terreno. Oltre che sulla struttura, la pressione del vento deve essere considerata col valore $q_v = 2.50 \text{ kN/m}^2$ su un'impronta d'altezza pari a 3,00 m dal piano stradale sia in pressione che in depressione. È stata poi lasciata l'applicazione dei carichi al modello al programma Midas Gen.

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d \quad (3.3.2)$$

dove

q_b è la pressione cinetica di riferimento di cui al § 3.3.6;

c_e è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.3.7;

c_p è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento;

c_d è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali. Indicazioni per la sua valutazione sono riportate al § 3.3.8.

$$v_{b,0} = 25 \quad [\text{m/s}]$$

$$v_b = 25 \quad [\text{m/s}]$$

$$a_0 = 1000 \quad [\text{m}]$$

$$k_a = 0.010 \quad [1/\text{s}]$$

L'azione tangente per unità di superficie parallela alla direzione del vento è data dall'espressione:

$$p_f = q_b \cdot c_e \cdot c_f \quad (3.3.3)$$

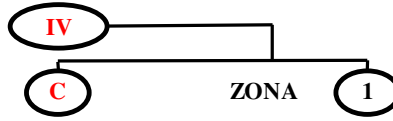
dove

q_b , c_e sono definiti ai §§ 3.3.6 e 3.3.7;

c_f è il coefficiente d'attrito, funzione della scabrezza della superficie sulla quale il vento esercita l'azione tangente. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

Categoria di Esposizione del Sito



Classe di Rugosità del Terreno

$k_r = 0,22$

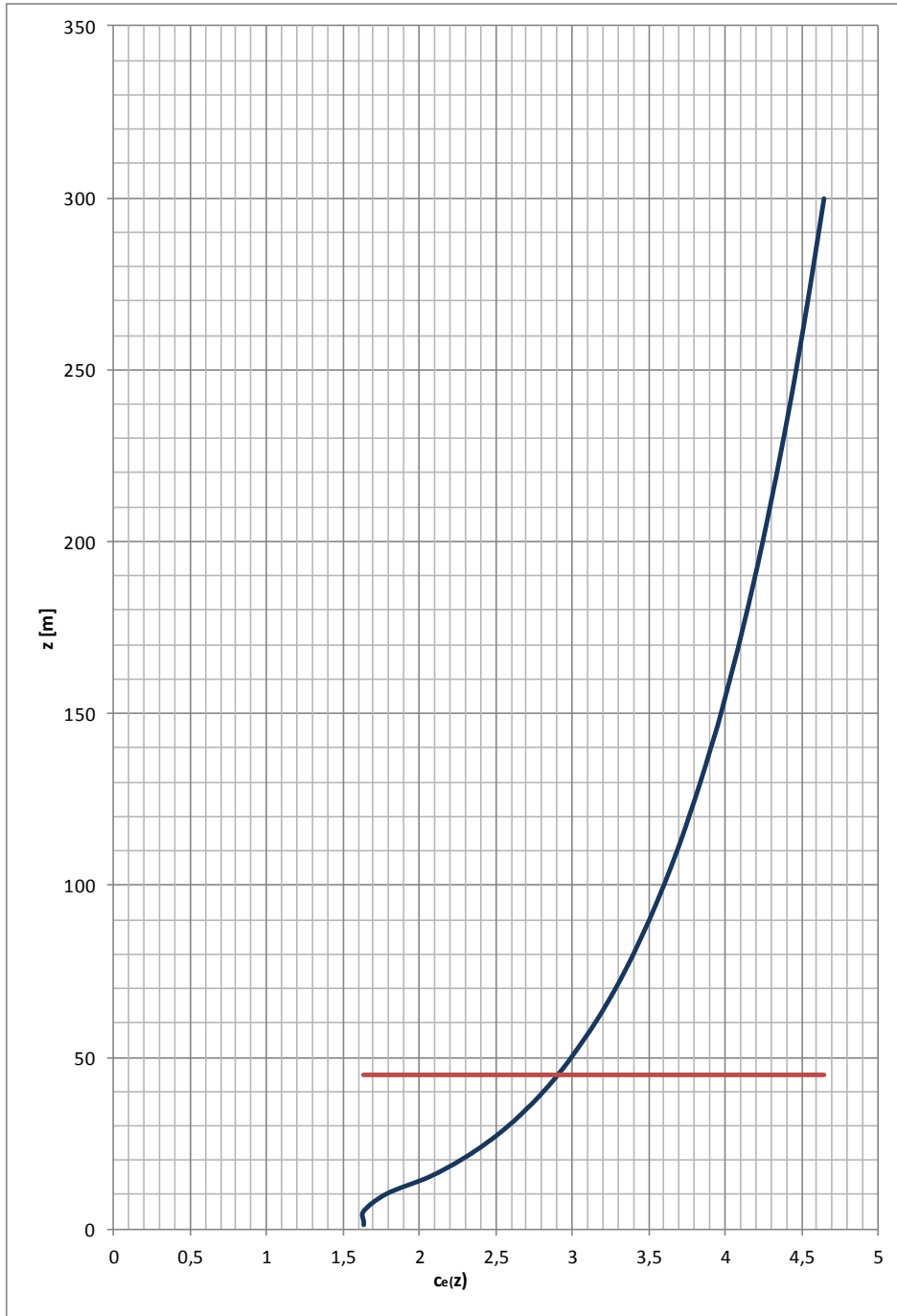
$z_0 \text{ [m]} = 0,30$

$z_{\min} \text{ [m]} = 8$

$c_t = 1$

$z = 45 \text{ [m]}$

$c_e(z) = 2,912756$



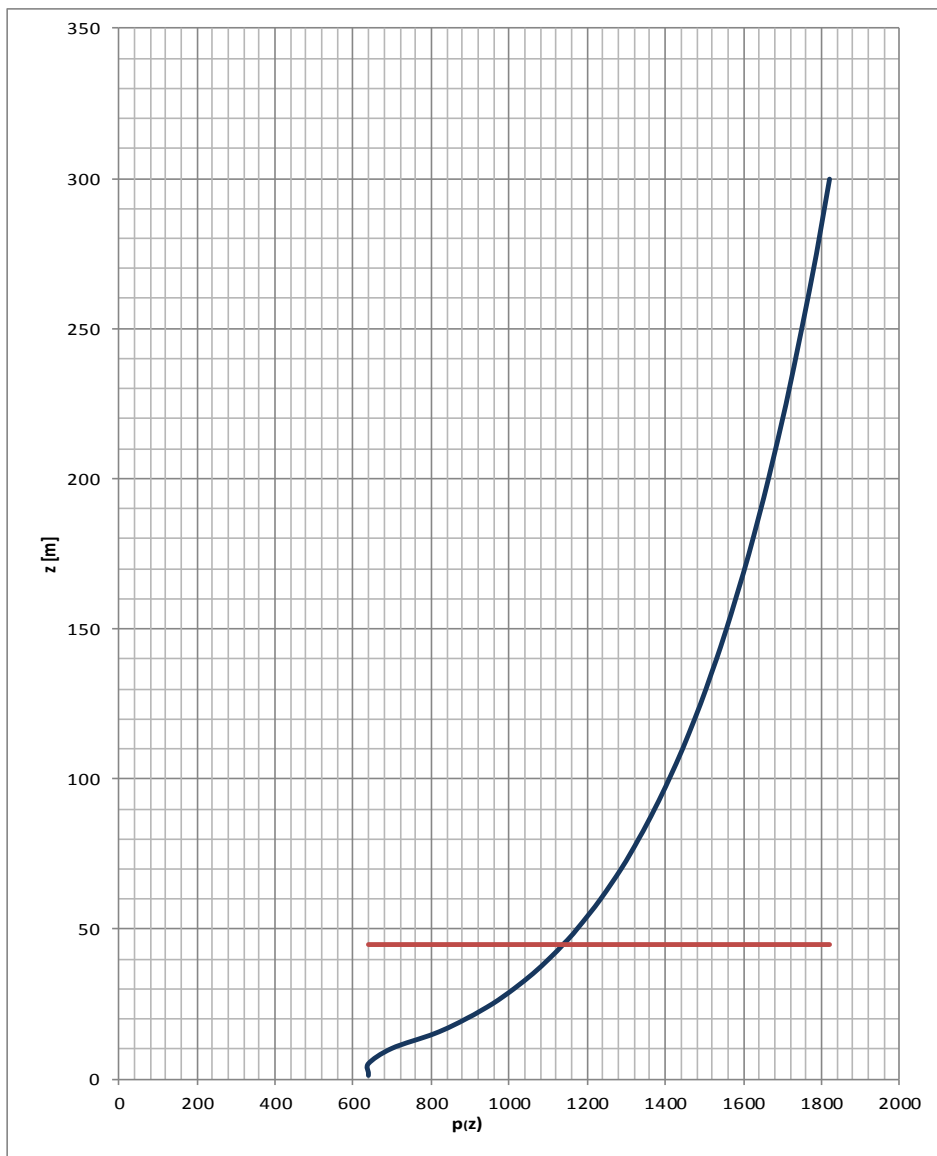
Coefficiente Dinamico $c_d = 1$	Coefficiente di Forma $c_p = 1$	Coefficiente di Attrito $c_r = 0,02$
------------------------------------	------------------------------------	---

PRESSIONE DEL VENTO

$$p(z) = 1139,47 \text{ [N/m}^2\text{]}$$

AZIONE TANGENZIALE DEL VENTO

$$p_r(z) = 22,79 \text{ [N/m}^2\text{]}$$



7. Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico adottate sono riportate nella seguente tabella. Si distinguono le combinazioni per le verifiche di resistenza agli stati limite di esercizio (SLE) e agli stati limite ultimi (SLU). Si sono riportate solo le combinazioni significative per la struttura.

N	STRU	G ₁	ε _i	G ₂	Q ₁	Q ₂
01	SLU	1.35	1.2	1.5	1.35	1.5*0.6
02	SLE_rara	1	1	1	1	0.60
03	SLE_freq.	1	1	1	0.75	0
04	SLE_q.perm.	1	1	1	0	0

Nelle precedenti tabelle si è indicato con:

G₁ peso proprio delle strutture

G₂ carichi permanenti portati

ε_i ritiro

Q₁ carichi mobili e folla

Q₂ azione del vento

Di seguito si riporta la tabella riepilogativa delle combinazioni dei carichi elementari:

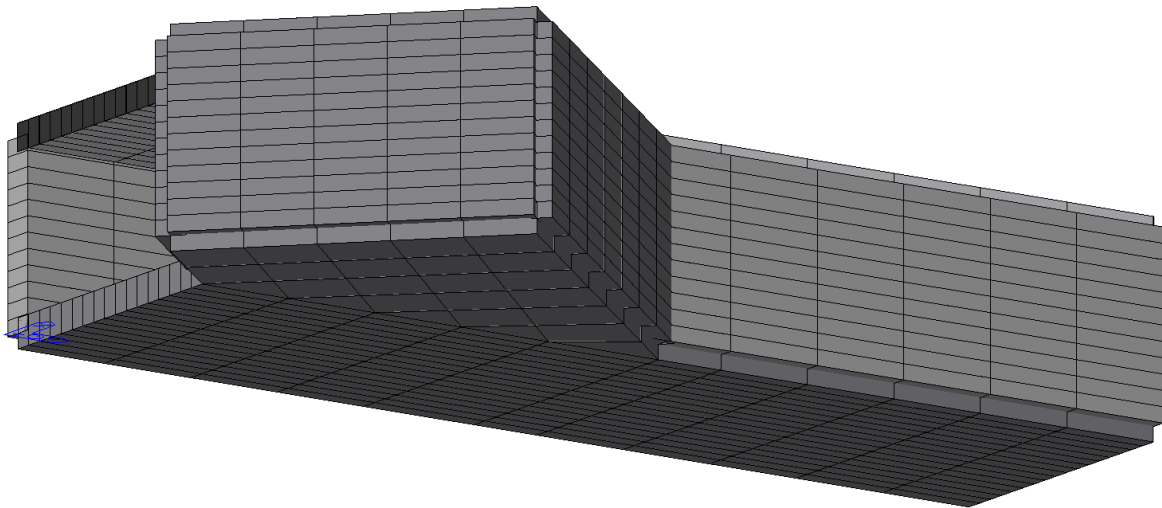
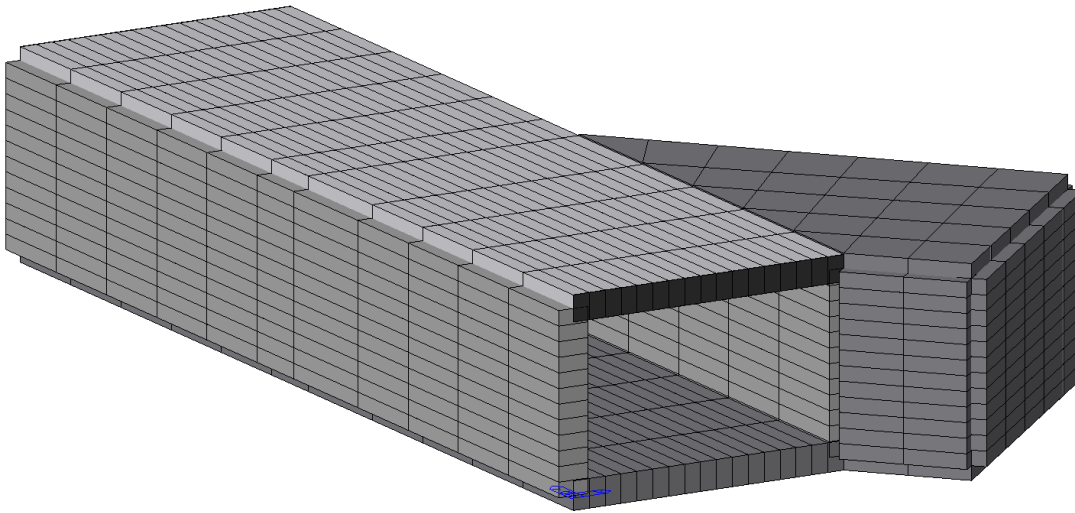
Name	Peso Proprio (ST)	Permanenti (ST)	Schema di Carico 1Ap (ST)	Schema di Carico 1Ca (ST)	Forza Orizzont 01 (ST)	Forza Trasver 01 (ST)	Carico Marciapiedi (ST)	Schema Carico 1 Distr (ST)	Neve (ST)	Vento (ST)	Ritiro (ST)	SpintaSis KAE+SLV(ST)	SpintaSis KAE-SLV(ST)	SpintaSis KAE+SLD (ST)	SpintaSis KAE-SLD(ST)
SLU01	1.1	1.5	1.35				1.35	1.35		0.9	1.2				
SLU02	1.1	1.5	1.0125		1.35			0.54		0.9	1.2				
SLU03	1.1	1.5	1.0125			1.35		0.54		0.9	1.2				
SLU04	1.1	1.5		1.35			1.35	1.35		0.9	1.2				
SLU05	1.1	1.5		1.0125	1.35			0.54		0.9	1.2				
SLU06	1.1	1.5		1.0125		1.35		0.54		0.9	1.2				
SLU07	1.1	1.5	0.81				0.81	0.81		1.5	1.2				
SLU08	1.1	1.5	0.6075		0.81			0.324		1.5	1.2				
SLU09	1.1	1.5	0.6075			0.81		0.324		1.5	1.2				
SLU10	1.1	1.5		0.81			0.81	0.81		1.5	1.2				
SLU11	1.1	1.5		0.6075	0.81			0.324		1.5	1.2				
SLU12	1.1	1.5		0.6075		0.81		0.324		1.5	1.2				
SLV01	1	1									1	1			
SLV02	1	1									1		1		
SLD01	1	1									1			1	
SLD02	1	1									1				1
SLErara01	1	1	1				1	1		0.2	1				
SLErara02	1	1	0.75		1			0.4		0.2	1				
SLErara03	1	1	0.75			1		0.4		0.2	1				
SLErara04	1	1		1				1		0.2	1				
SLErara05	1	1		0.75	1		1	0.4		0.2	1				
SLErara06	1	1		0.75		1		0.4		0.2	1				
SLEfre q01	1	1	1				1	1			1				
SLEfre q02	1	1	0.75		1			0.4			1				
SLEfre q03	1	1	0.75			1		0.4			1				
SLEfre q04	1	1		1				1			1				
SLEfre q05	1	1		0.75	1		1	0.4			1				
SLEfre q06	1	1		0.75		1		0.4			1				
Ritiro	1	1									1				

Combinazioni azioni elementari

8. Modello di calcolo

Il modello di calcolo è stato sviluppato con il programma di calcolo strutturale Midas Gen.

Si riporta di seguito una visione isometrica del modello usato.



Carichi permanenti

Le sollecitazioni derivanti dai carichi permanenti sono state calcolate mediante un modello spaziale dello scatolare ed applicati secondo quanto evidenziato nei disegni.

La distribuzione dei carichi considerata è la seguente:

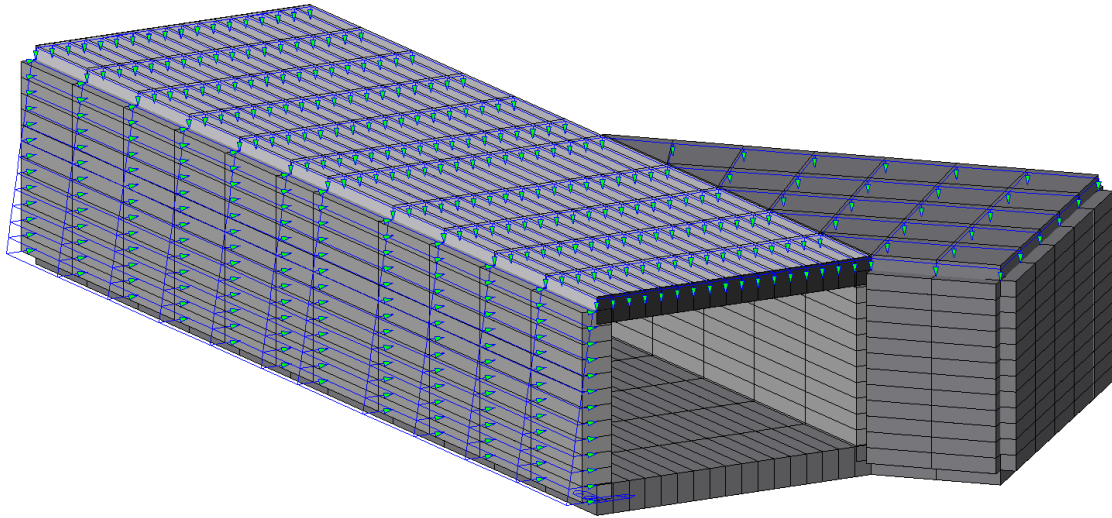


Figura - Disposizione dei carichi permanenti

Carichi accidentali

Disposizione dei carichi nel modello

La ripartizione trasversale sia dei carichi distribuiti q_1 che di quelli concentrati Q_1 è fatta mediante aree di influenza secondo gli schemi riportati di seguito nelle figure che rispecchiano fedelmente quanto richiesto dalle norme, i carichi sono stati inoltre proiettati secondo la diffusione derivante dalla presenza del rilevato.

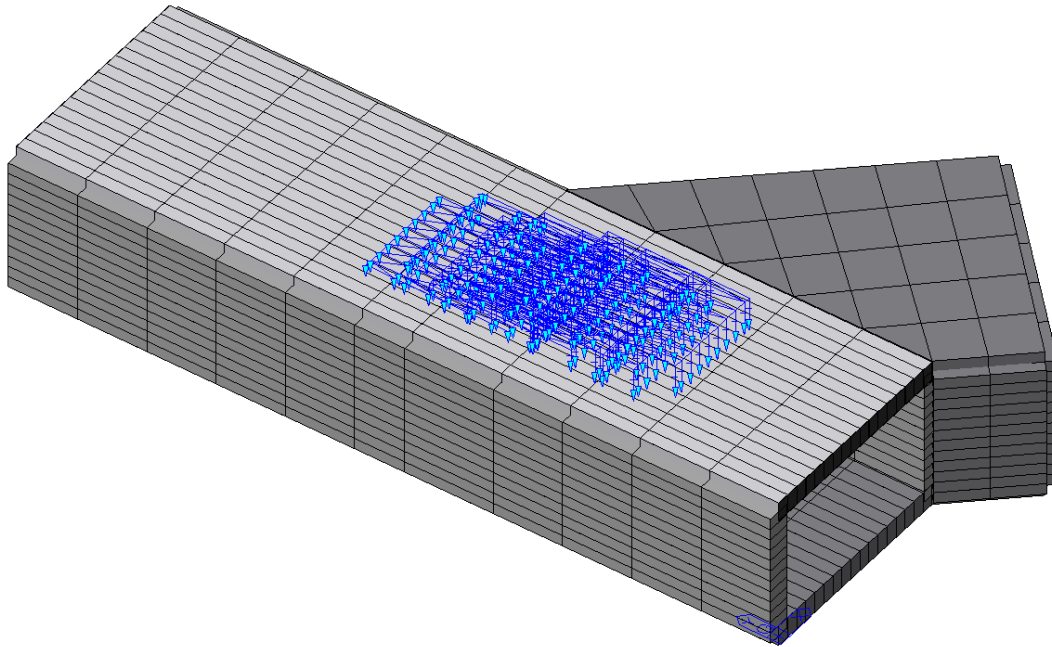


Figura 3- Disposizione longitudinale dei carichi “ Q1K in Campata”

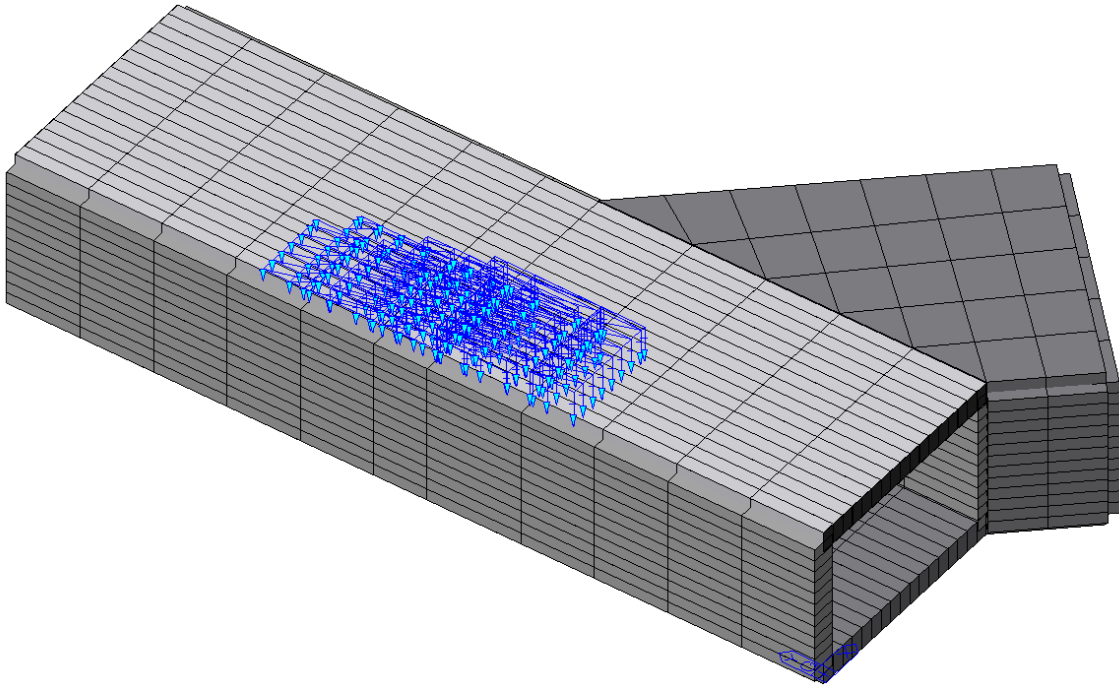


Figura 4- Disposizione longitudinale dei carichi " Q1K in Appoggio"

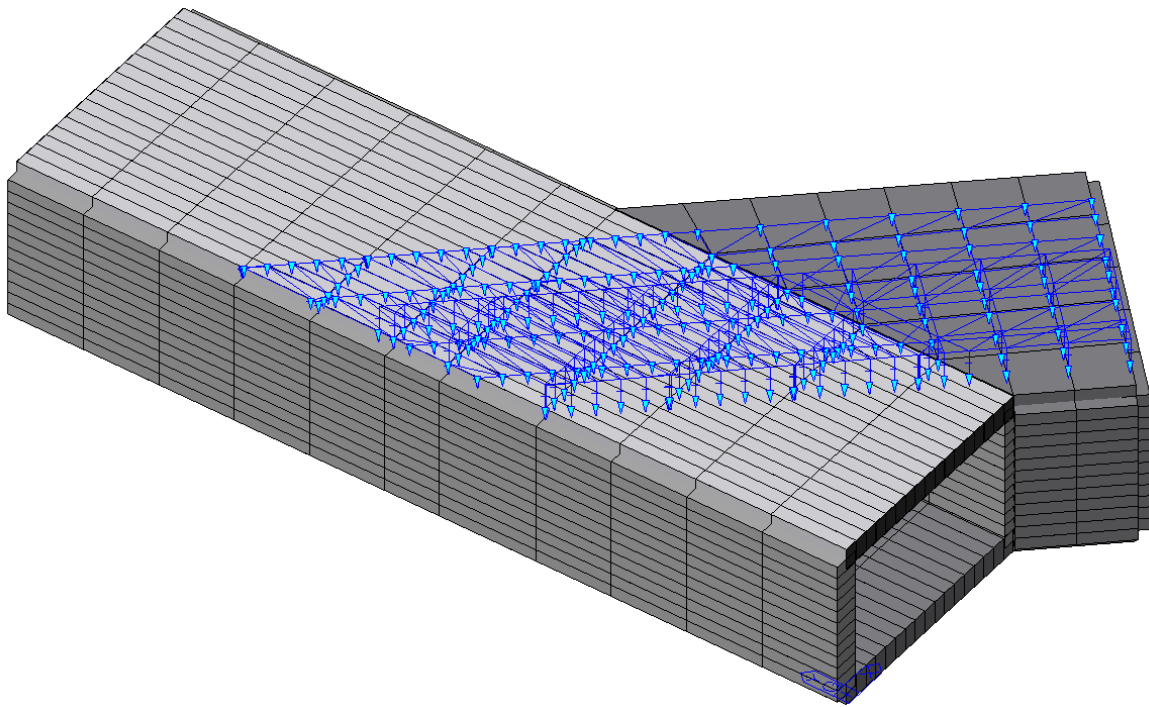


Figura 5- Disposizione longitudinale dei carichi " q1k "

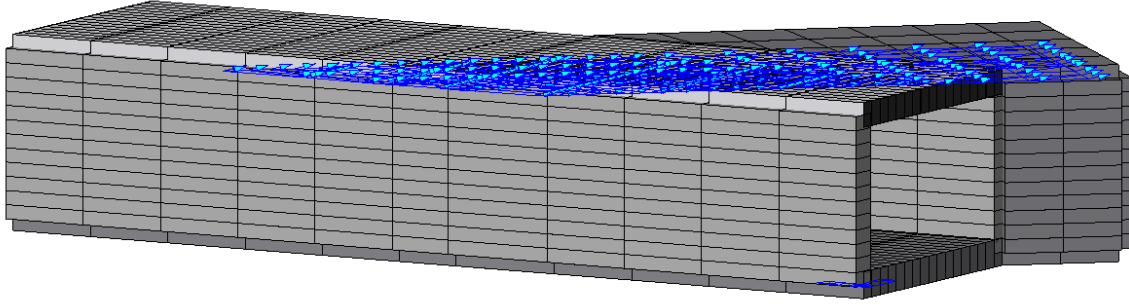


Figura 6- Disposizione longitudinale dei carichi " q3 "

Le sollecitazioni derivanti dai carichi accidentali e dei permanenti sono state calcolate mediante un modello spaziale dell’impalcato avvalendosi del codice di calcolo Midas Gen 2010. I sovraccarichi mobili sono considerati nelle diverse disposizioni longitudinali atte a generare le massime sollecitazioni nelle sezioni di verifica.

Di seguito si riportano le disposizioni dei carichi con le relative deformate.

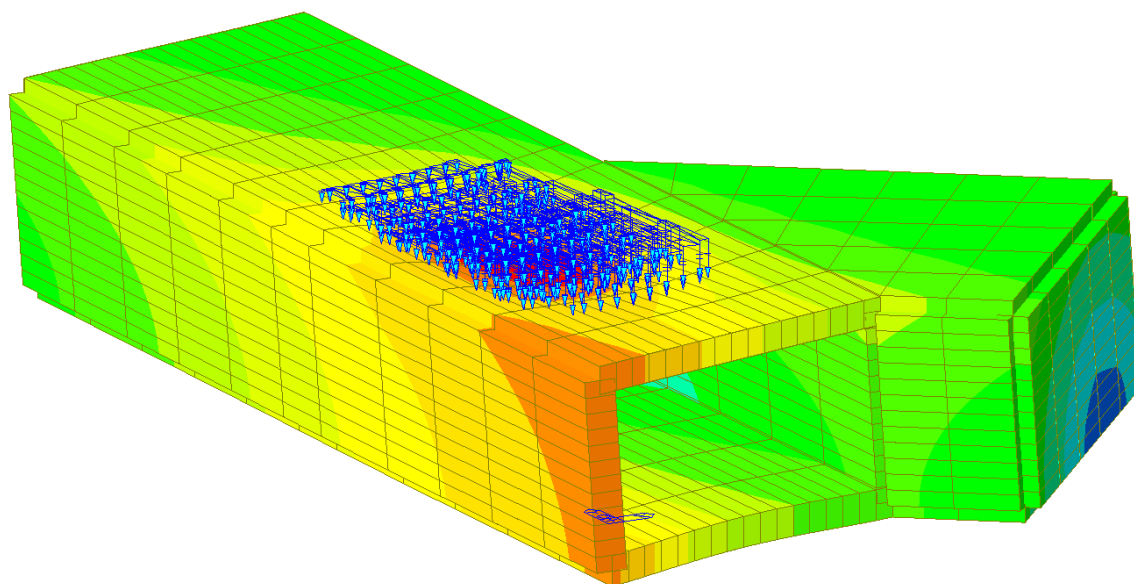


Figura - Disposizione longitudinale dei carichi “Q1K in Campata”

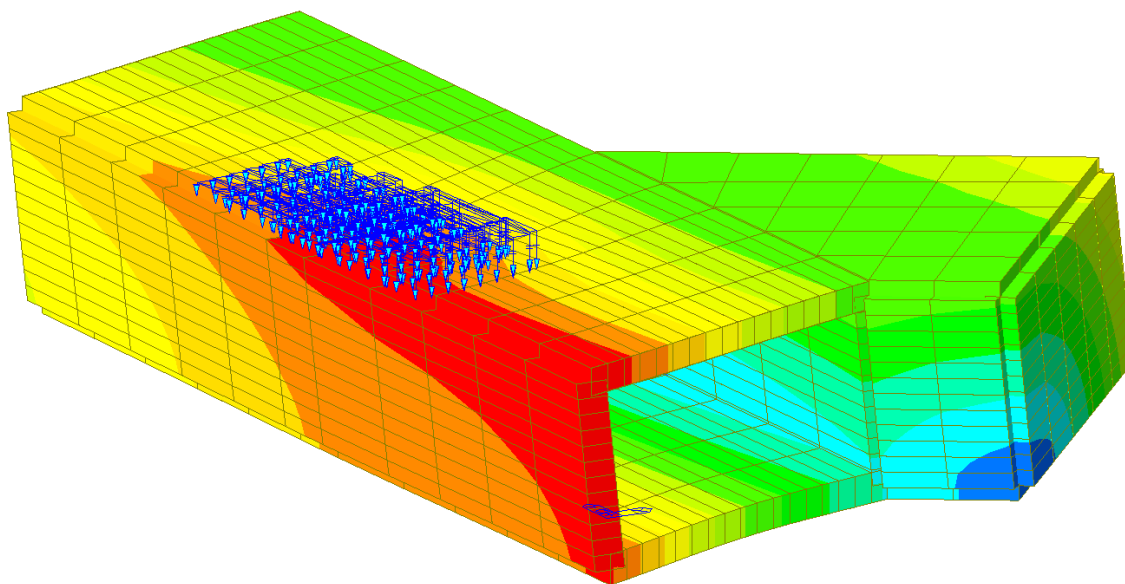


Figura - Disposizione longitudinale dei carichi “Q1K in Appoggio”

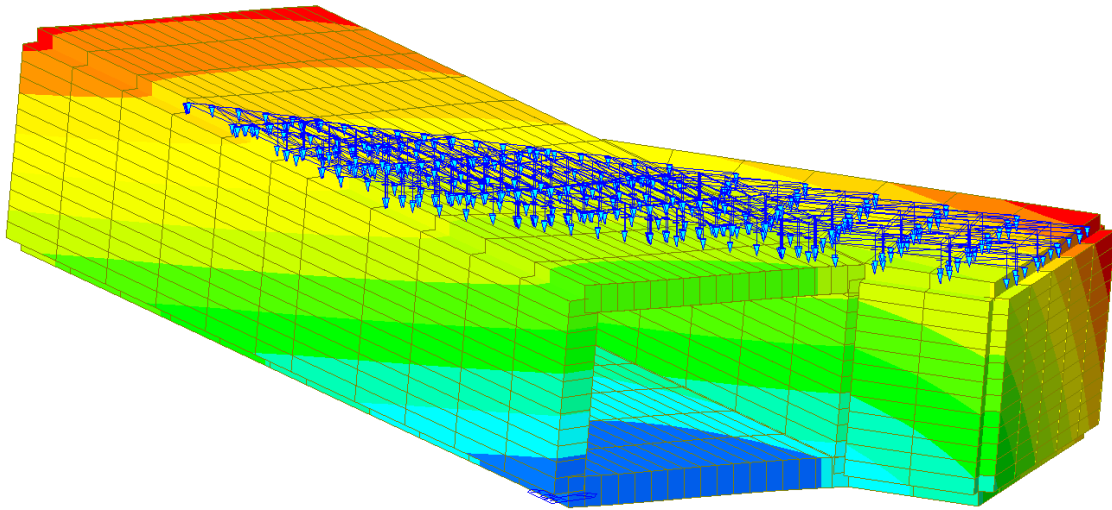


Figura - Disposizione longitudinale dei carichi "q1k"

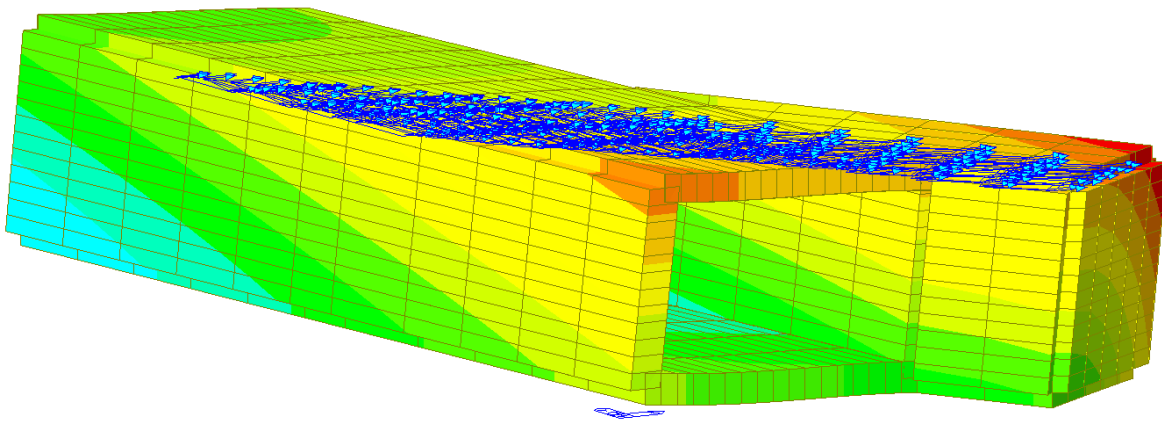


Figura -Disposizione longitudinale dei carichi "frenamento"

Sollecitazioni

Azioni agenti sulla trave

Le sollecitazioni riportate nei precedenti paragrafi, sono relative a carichi elementari in quanto, ancora devono essere combinati secondo la tabella a seguire per ottenere le sollecitazioni di verifica per gli elementi nei diversi stati limite.

Nelle precedenti tabelle si è indicato con:

- G_1 peso proprio delle strutture
- G_2 carichi permanenti portati
- ϵ_i ritiro
- Q_1 carichi mobili e folla
- Q_2 azione del vento

Di seguito si riportano gli involuppi e i valori delle sollecitazioni agenti sulle parti dello scatolare, in condizione SLU e SLE.

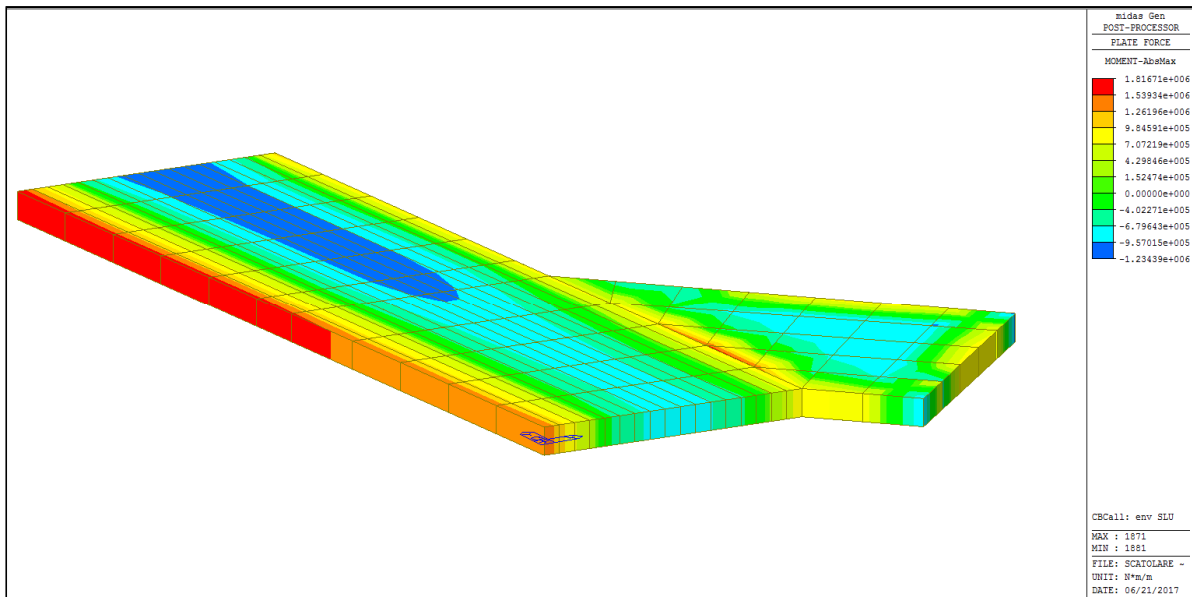


Figura 7 Involuppo SLU del Momento (Soletta di Fondazione)

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL’ASTICO

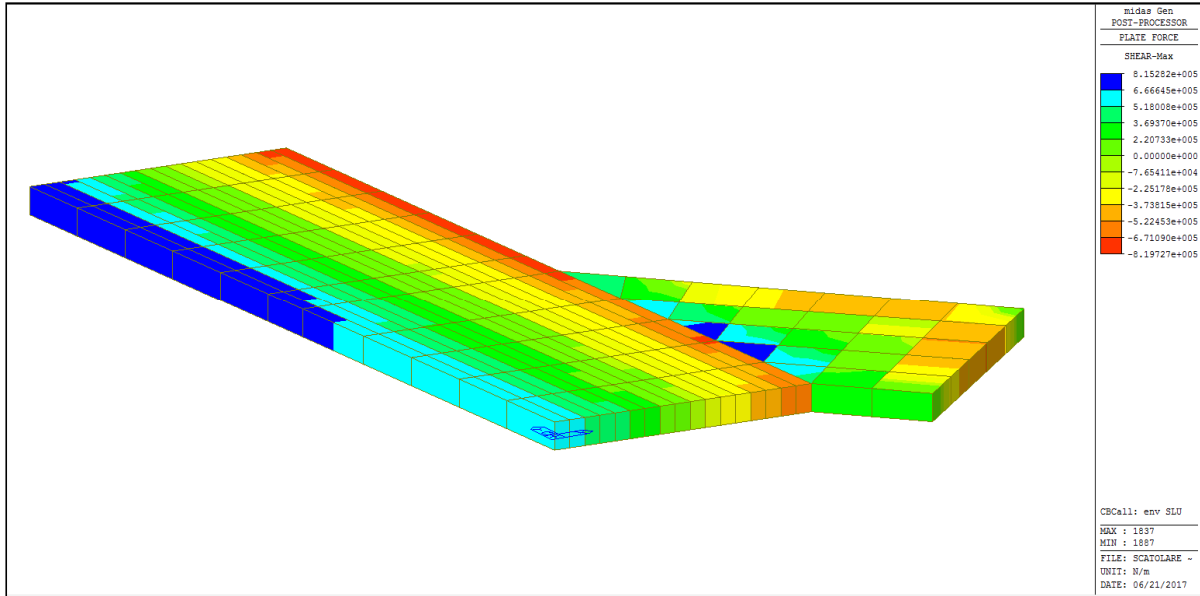


Figura 8 Inviluppo SLU del Taglio (Soletta di Fondazione)

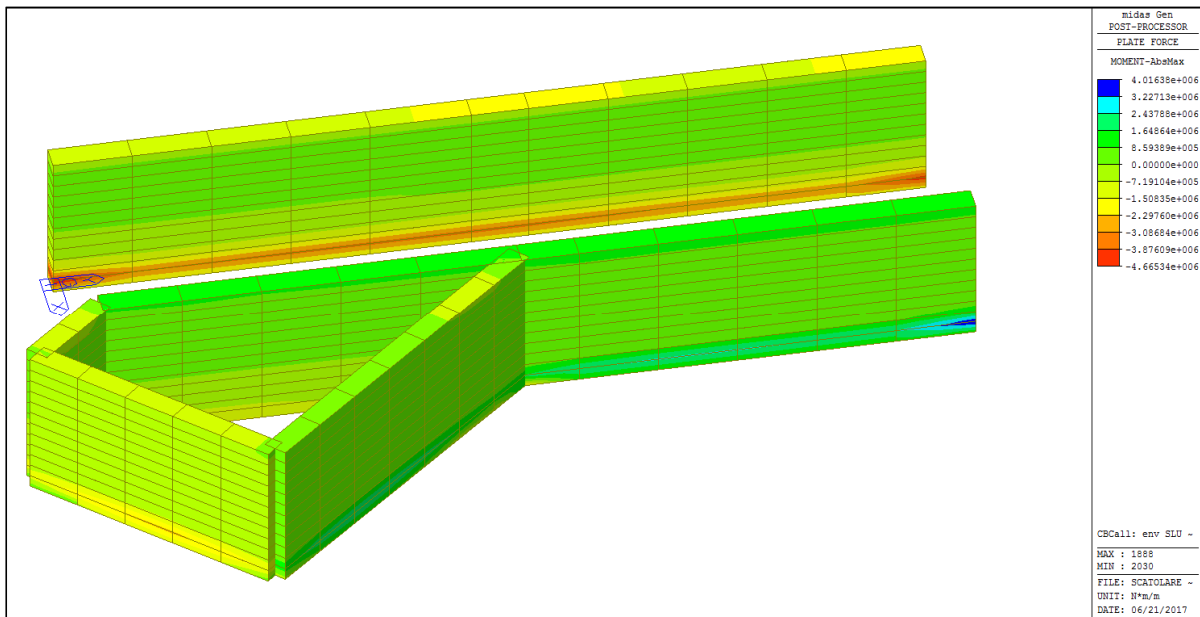


Figura 9 Inviluppo SLU del Momento (Piedritti)

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

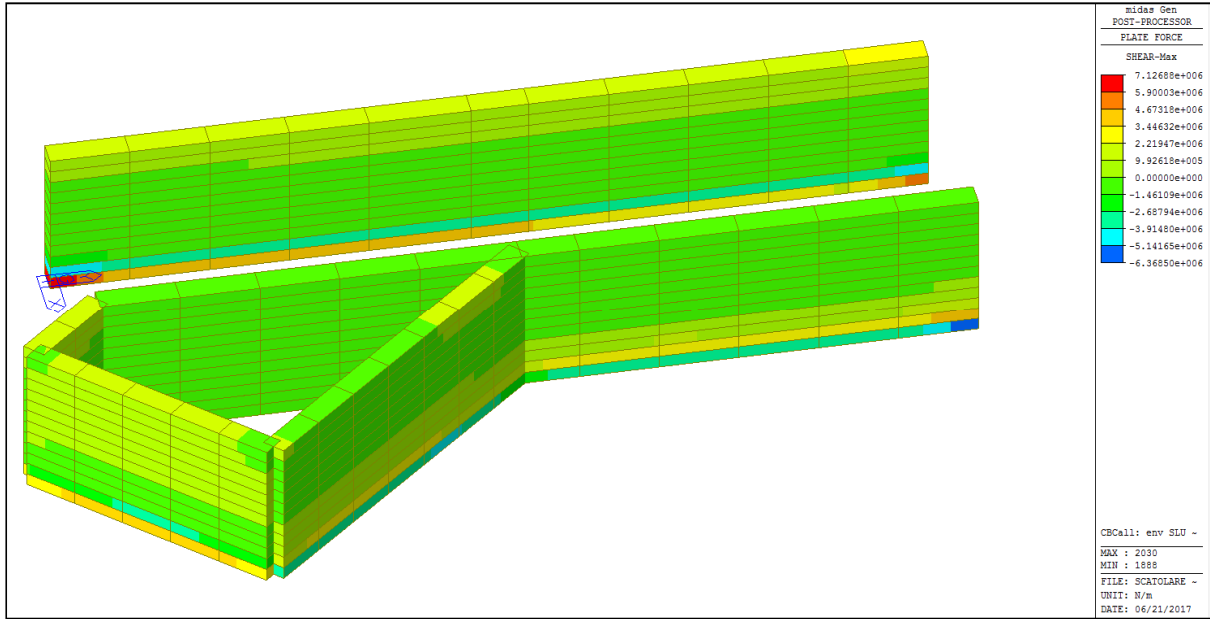


Figura 10 Inviluppo SLU del Taglio (Piedritti)

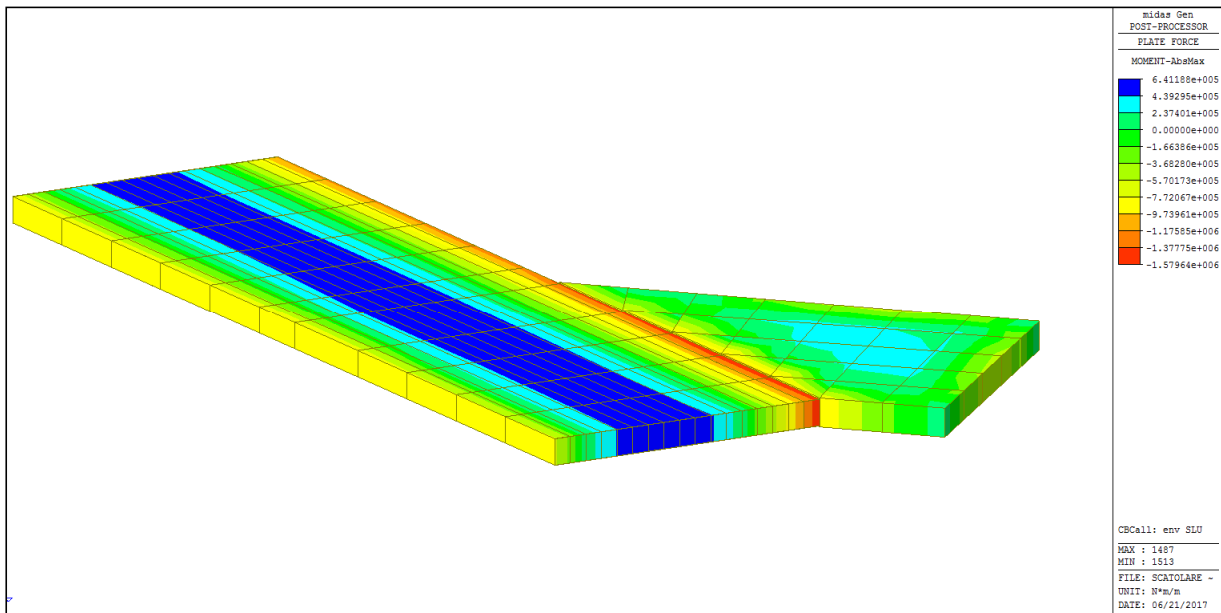


Figura 11 Inviluppo SLU del Momento (Soletta Superiore)

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

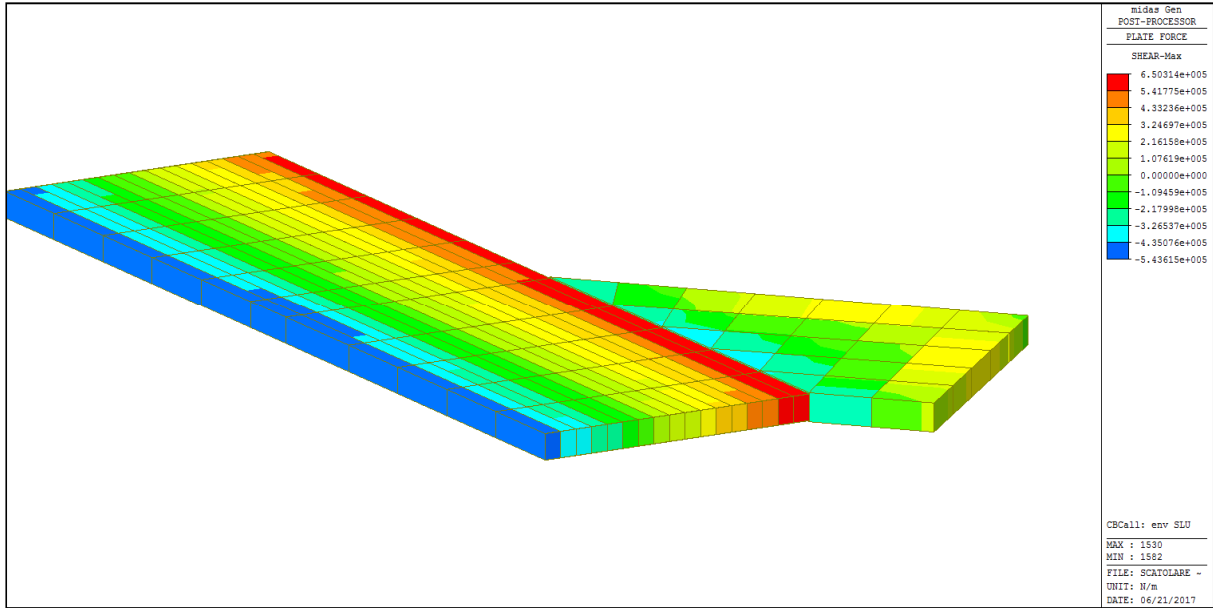


Figura 12 Involuppo SLE del Taglio (Soletta Superiore)

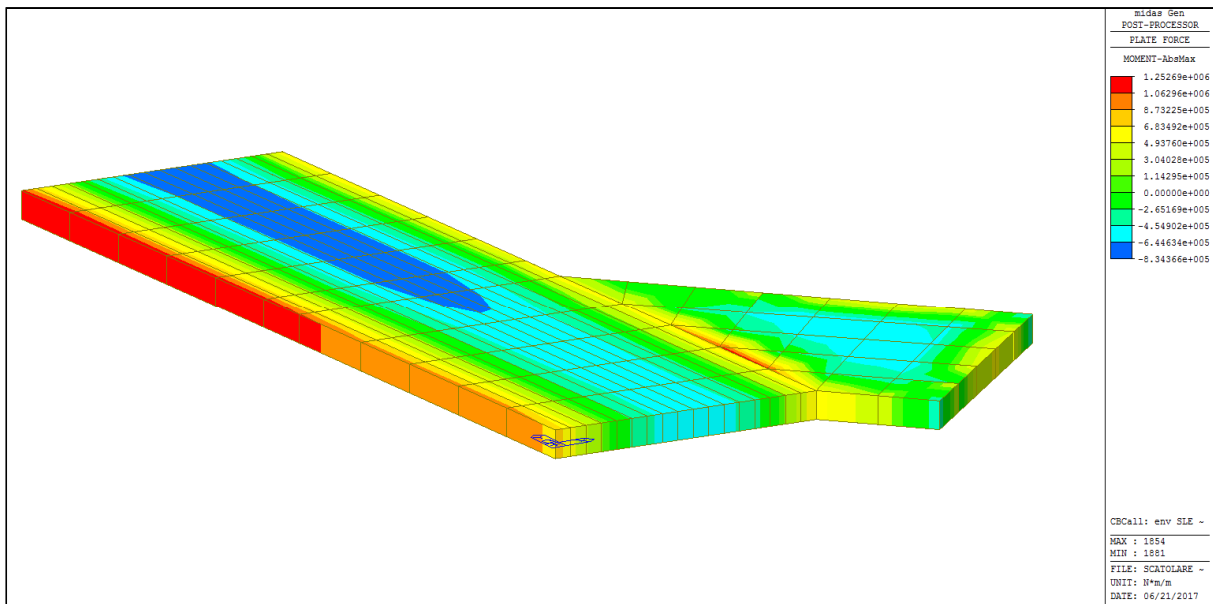


Figura 13 Involuppo SLE Frequente del Momento (Soletta Inferiore)

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

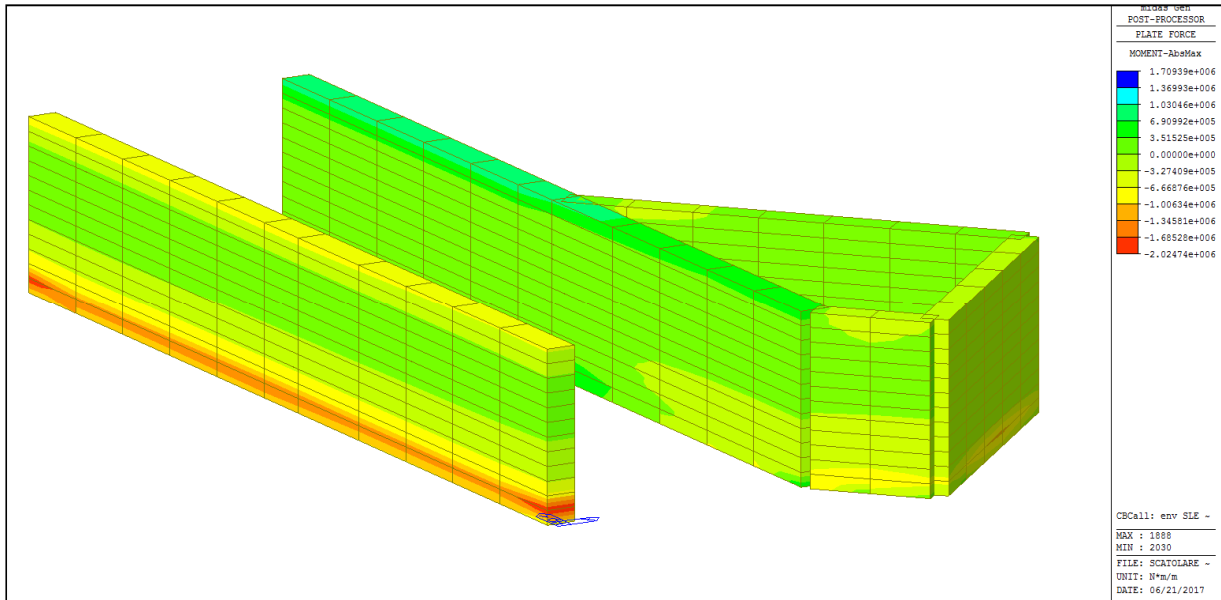


Figura 14 Involuppo SLE Frequente del Momento (Piedritti)

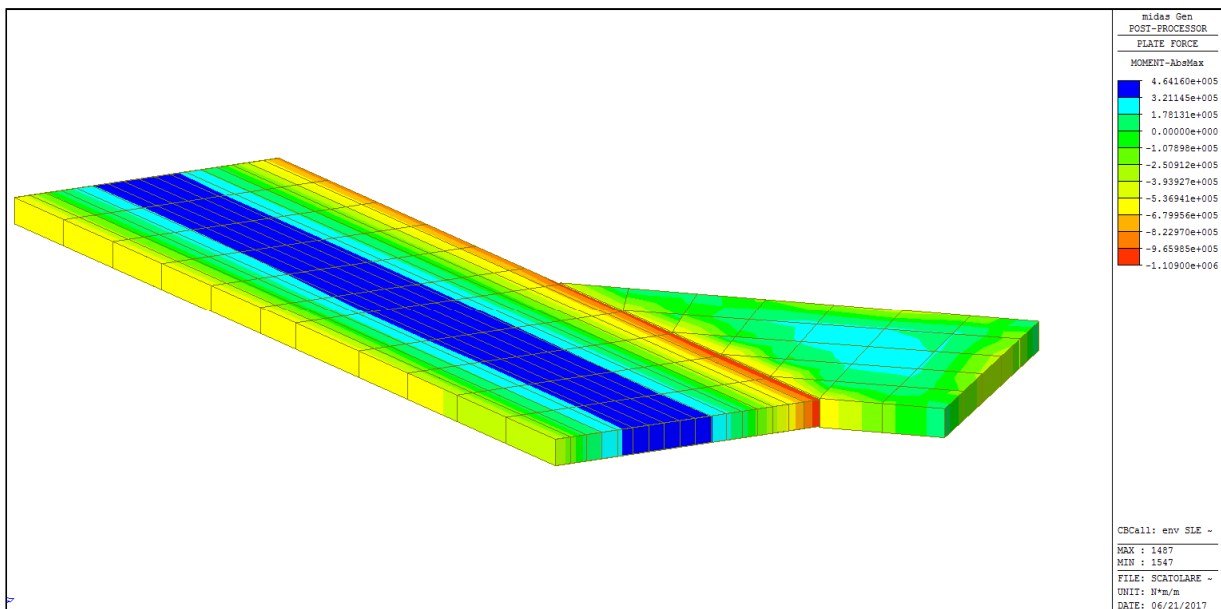


Figura 15 Involuppo SLE Frequente del Momento (Soletta Superiore)

9. VERIFICHE DI SICUREZZA

In questo capitolo si riportano le verifiche di sicurezza degli elementi strutturali principali costituenti l’opera in oggetto (paratia di pali trivellati e impalcato in c.a.p.) secondo quanto previsto dalla normativa D.M. 14/01/2008: “Norme tecniche per le costruzioni” e dalle norme indicate nel cap. 3.

Soletta Superiore

Verifica svolta con il programma Sax, Cemento C28/35, copriferro 40 mm, Armatura $\Phi 24$ a 10 + $\Phi 24$ a 10 superiori ed inferiori.

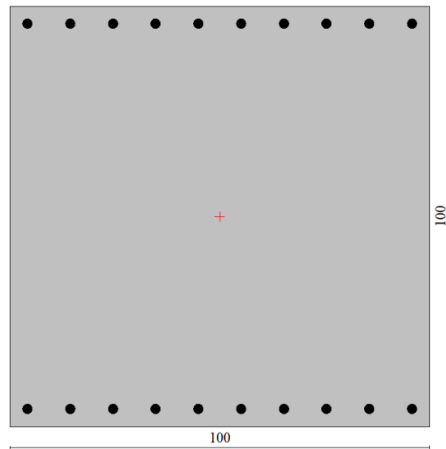
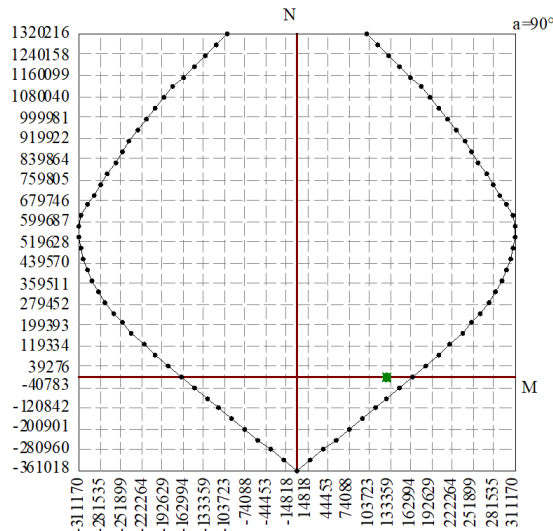


Diagramma M-N

Sollecitazioni considerate: $M_{max} = 1271 \text{ kNm}$



Verifica a Fessurazione

La verifica a fessurazione è stata svolta per la condizione peggiore delle Sle frequenti, i valori usati provengono dall'involuppo delle combinazioni agli stati limite di esercizio frequenti.

Sollecitazioni considerate: $M_{max} = 825 \text{ kNm}$

Verifica soddisfatta			
Momento prima fessurazione		$M_y = 35498,91 \text{ kgm}$	
Tensione acciaio	=	$-910,88 \text{ kg/cm}^2$	
Tensione di trazione cls	=	$-64,36 \text{ kg/cm}^2$	
Area efficace a trazione	=	$2220,00 \text{ cm}^2$	
$\epsilon_{sm} (\%)$	=	$0,0884$	
S_{im}	=	$134,443 \text{ mm}$	
W	=	$0,202 \text{ mm}$	$W_{lim} = 0,400 \text{ mm}$

Verifica a Taglio

Verifica soddisfatta	
Verifiche taglio	
Taglio agente:	$T = 58200,00 \text{ kg}$
Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio	
V_{Rd}	= -
Elementi con armature trasversali resistenti al taglio	
V_{Rcd}	$= 180469,76 \text{ kg}$
V_{Rsd}	$= 58364,66 \text{ kg}$
Armatura:	Staffe a 2 bracci $\phi 8/15 \text{ cm}$

Piedritti

Verifica svolta con il programma Sax, Cemento C28/35, copriferro 40 mm, Armatura $\Phi 22$ a 10 + $\Phi 22$ a 10 superiori ed inferiori.

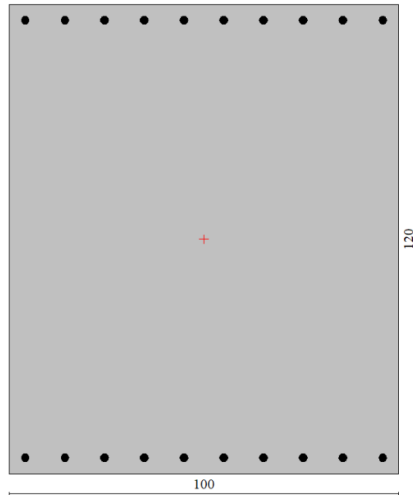
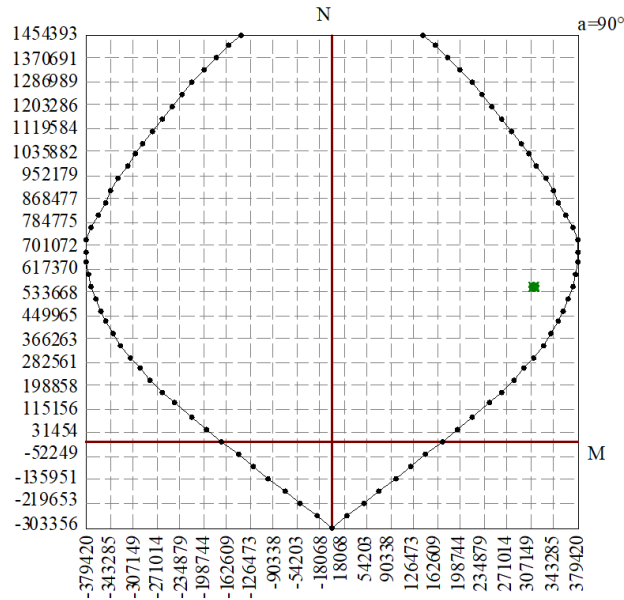


Diagramma M-N

Sollecitazioni considerate: $N_{\min} = 5516$ kNm e $M_{\max} = 3094$ kNm



Verifica a Fessurazione

La verifica a fessurazione è stata svolta per la condizione peggiore delle Sle frequenti, i valori usati provengono dall'involuppo delle combinazioni agli stati limite di esercizio frequenti.

Sollecitazioni considerate: $N_{\min} = 1373$ kNm e $M_{\max} = 1688$ kNm

Verifica soddisfatta

Momento prima fessurazione $M_y = 59986,85$ kgm

Tensione acciaio = $-917,76$ kg/cmq

Tensione di trazione cls = $-64,51$ kg/cmq

Area efficace a trazione = $2060,00$ cmq

$\epsilon_{psm} (\%) = 0,1152$

$\delta_{rm} = 135,611$ mm

$w = 0,266$ mm $w_{lim} = 0,400$ mm

Verifica a Taglio

Verifica soddisfatta

Verifiche taglio

Taglio agente: $T = 250247,00$ kg

Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$VRd = -$

Elementi con armature trasversali resistenti al taglio

$VRcd = 272100,02$ kg

$VRsd = 263994,78$ kg

Armatura: Staffe a 2 bracci ϕ 8/4 cm

Soletta Inferiore

Verifica svolta con il programma Sax, Cemento C28/35, copriferro 40 mm, Armatura $\Phi 22$ a 10 + $\Phi 22$ a 10 superiori ed inferiori.

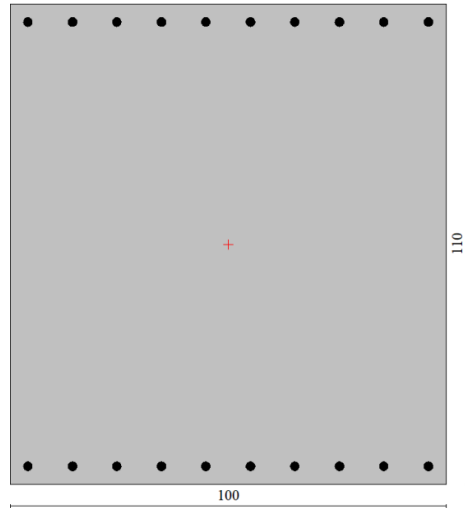
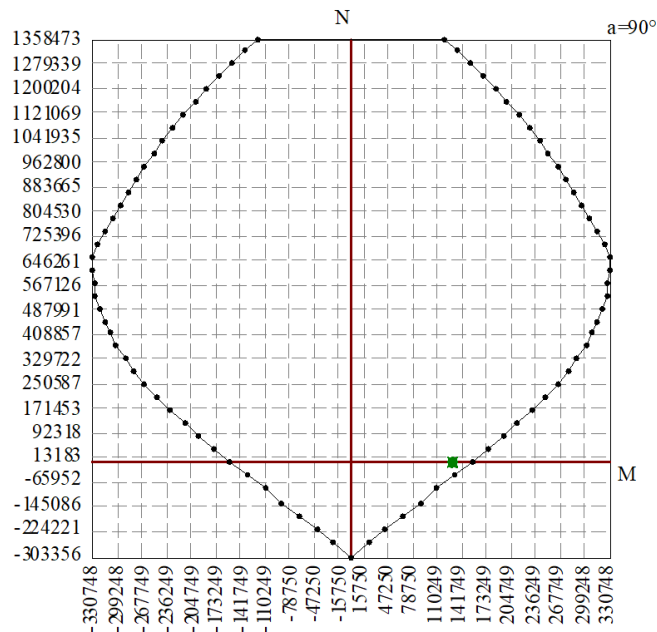


Diagramma M-N

Sollecitazioni considerate: $M_{max} = 1303 \text{ kNm}$



Verifica a Fessurazione

La verifica a fessurazione è stata svolta per la condizione peggiore delle Sle frequenti, i valori usati provengono dall'involuppo delle combinazioni agli stati limite di esercizio frequenti.

Sollecitazioni considerate: $M_{max} = 873 \text{ kNm}$

Verifica soddisfatta			
Momento prima fessurazione	$M_y = 41686,73 \text{ kgm}$		
Tensione acciaio	$= -1113,13 \text{ kg/cm}^2$		
Tensione di trazione cls	$= -78,01 \text{ kg/cm}^2$		
Area efficace a trazione	$= 2060,00 \text{ cm}^2$		
<hr/>			
$\epsilon_{psm} (\%)$	$= 0,0983$		
S_{im}	$= 135,611 \text{ mm}$		
W	$= 0,227 \text{ mm}$	W_{lim}	$= 0,400 \text{ mm}$

Verifica a Taglio

Verifica soddisfatta	
Verifiche taglio	
Taglio agente :	$T = 72000,00 \text{ kg}$
Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio	
$VRd = ..$	
Elementi con armature trasversali resistenti al taglio	
$VRcd = 199074,89 \text{ kg}$	$VRsd = 74286,50 \text{ kg}$
Armatura :	Staffe a 2 bracci $\phi 8/13 \text{ cm}$

Piedritti Estrusione

Verifica svolta con il programma Sax, Cemento C28/35, copriferro 40 mm, Armatura $\Phi 24$ a 10 + $\Phi 24$ a 10 superiori ed inferiori.

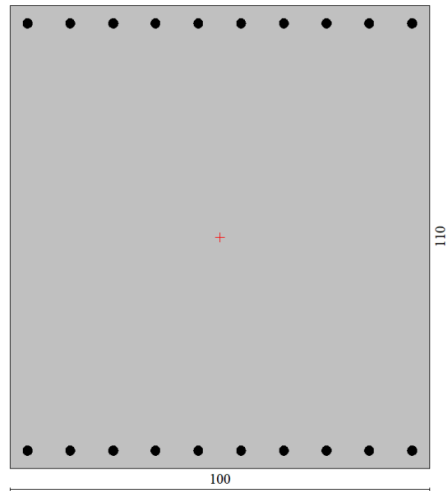
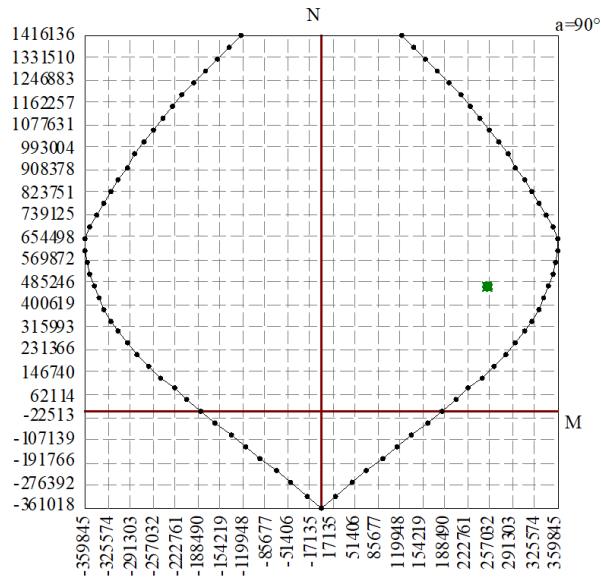


Diagramma M-N

Sollecitazioni considerate: $N_{\min} = 4670$ kNm e $M_{\max} = 2526$ kNm



Verifica a Fessurazione

La verifica a fessurazione è stata svolta per la condizione peggiore delle Sle frequenti, i valori usati provengono dall'involuppo delle combinazioni agli stati limite di esercizio frequenti.

Sollecitazioni considerate: $N_{\min} = 1393$ kNm e $M_{\max} = 1097$ kNm

Verifica soddisfatta				
Momento prima fessurazione		$M_y = 43430,95$	kgm	
Tensione acciaio	=	-972,89	kg/cm ²	
Tensione di trazione cls	=	-68,34	kg/cm ²	
Area efficace a trazione	=	2220,00	cm ²	
Epsm (%)	=	0,1078		
S _{rm}	=	134,443	mm	
W	=	0,246	mm	
	W _{lim}	=	0,400	mm

Verifica a Taglio

Verifica soddisfatta	
Verifiche taglio	
Taglio agente:	T = 106500,00 kg
Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio	
VRd =	--
Elementi con armature trasversali resistenti al taglio	
VRcd = 248843,61 kg	VRsd = 107302,72 kg
Armatura:	Stalle a 2 bracci \uparrow 8/9 cm

Soletta Superiore Estrusione

Verifica svolta con il programma Sax, Cemento C28/35, copriferro 40 mm, Armatura $\Phi 24$ a 10 + $\Phi 24$ a 10 superiori ed inferiori.

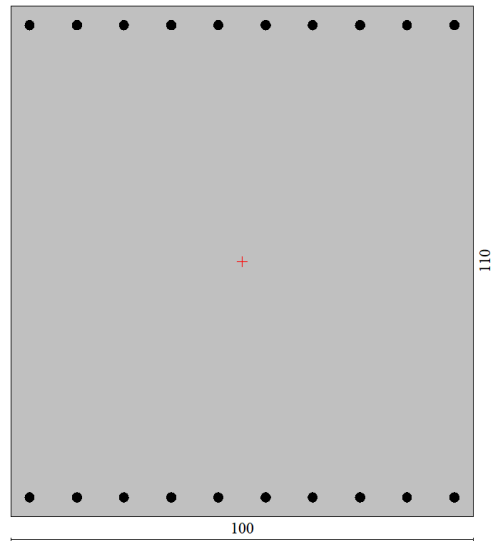
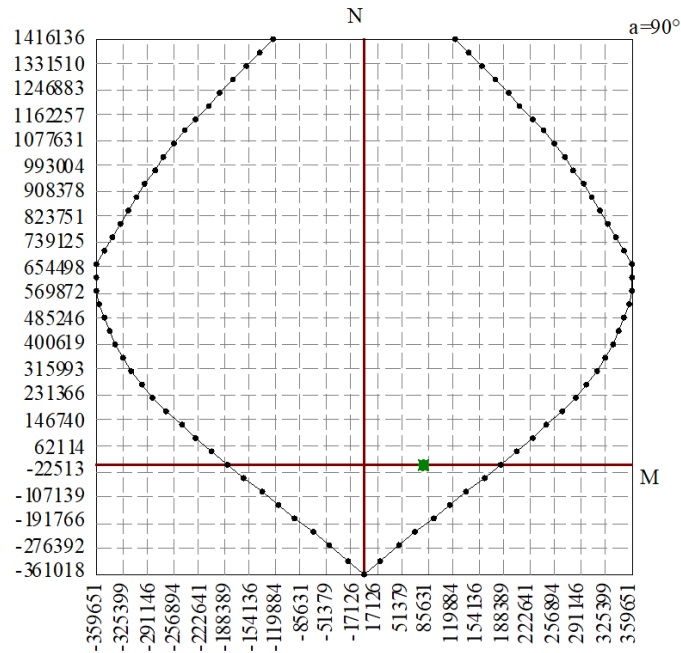


Diagramma M-N

Sollecitazioni considerate: $M_{max} = 780$ kNm



Verifica a Fessurazione

La verifica a fessurazione è stata svolta per la condizione peggiore delle Sle frequenti, i valori usati provengono dall'involuppo delle combinazioni agli stati limite di esercizio frequenti.

Sollecitazioni considerate: $M_{max} = 558 \text{ kNm}$

Verifica soddisfatta			
Momento prima fessurazione		$M_y = 43312,52 \text{ kgm}$	
Tensione acciaio	=	-975,67 kg/cmq	
Tensione di trazione cls	=	-68,53 kg/cmq	
Area efficace a trazione	=	2220,00 cmq	
<hr/>			
$\epsilon_{psm} (\%)$	=	0,0418	
S_{rm}	=	134,443 mm	
W	=	0,096 mm	$W_{lim} = 0,400 \text{ mm}$

Verifica a Taglio

Verifica soddisfatta	
Verifiche taglio	
Taglio agente :	$T = 43500,00 \text{ kg}$
Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio	
$VR_d = ..$	
Elementi con armature trasversali resistenti al taglio	
$VR_{cd} = 199074,89 \text{ kg}$	$VR_{sd} = 48286,22 \text{ kg}$
Armatura :	Staffe a 2 bracci $\phi 8/20 \text{ cm}$

Armature

Piedritti	<i>Anteriore</i>	<i>Posteriore</i>
	Φ22/10	Φ22/10
Solette Superiore	<i>Superiore</i>	<i>Inferiore</i>
	Φ24/10	Φ24/10
Solette Inferiore	<i>Superiore</i>	<i>Inferiore</i>
	Φ22/10	Φ22/10
Solette Superiore Estrusione	<i>Superiore</i>	<i>Inferiore</i>
	Φ24/10	Φ24/10
Piedritti Estrusione	<i>Superiore</i>	<i>Inferiore</i>
	Φ24/10	Φ24/10