

ORDINE DEGLI INGEGNERI
DELLA PROV. DI TRENTO

dott.ing. **ROBERTO BOSETTI**

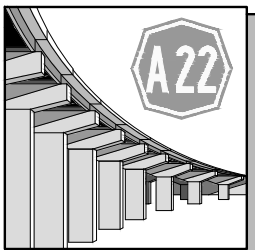

INSCRIZIONE ALBO N° 1027

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO
dott. ing. Roberto Bosetti

autostrada del brennero

PROGETTO DEFINITIVO PER LA REALIZZAZIONE
DELLA TERZA CORSIA NEL TRATTO COMPRESO
TRA VERONA NORD (KM 223) E L'INTERSEZIONE
CON L'AUTOSTRADA A1 (KM 314)

A1	LOTTO 2 - dal km 223+100 al km 230+717
4.3.1.	INTERVENTI SULLE OPERE D'ARTE Ponte sul canale Conagro (pr km 224+854) Relazione tecnica illustrativa e di calcolo

0	MAR. 2021	EMISSIONE	M. CLEMENTEL	M. ZINI	C. COSTA
REVISIONE:	DATA:	DESCRIZIONE:	REDAZIONE:	VERIFICA:	APPROVAZIONE:
DATA PROGETTO: LUGLIO 2009			DIREZIONE TECNICA GENERALE		
NUMERO PROGETTO: 31/09					

IL DIRETTORE TECNICO GENERALE E PROGETTISTA:

ORDINE DEGLI INGEGNERI
DELLA PROV. DI BOLZANO
Dott. Ing. **CARLO COSTA**
Nr. 891
INGENIEURKAMMER
DER PROVINZ BOZEN

INDICE

1	RELAZIONE ILLUSTRATIVA	8
1.1	ELEMENTI STRUTTURALI	12
1.1.1	IMPALCATO	12
1.1.2	APPOGGI	13
1.1.3	SPALLE	14
1.2	METODO DI CALCOLO	15
1.2.1	CRITERI E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA	15
1.2.2	COMBINAZIONI DI CARICO	19
1.2.3	SISTEMA DI VINCOLAMENTO	22
1.2.4	VALUTAZIONE DELLE SPINTE DEL TERRENO	22
1.2.5	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	23
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	24
2.1	OPERE IN C.A. E ACCIAIO	24
2.2	PRINCIPIALI NORME UNI	24
2.3	PRINCIPALI ISTRUZIONI CNR	25
2.4	NORME STRADALI	25
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	27
3.1	TABELLA RIASSUNTIVA CLASSI DI ESPOSIZIONE SECONDO NORMATIVA UNI EN 206-1	27
3.2	CALCESTRUZZO PER MAGRONE	28
3.3	CALCESTRUZZO PER PALI DI FONDAZIONE	28
3.4	CALCESTRUZZO PER OPERE DI FONDAZIONE	28
3.5	CALCESTRUZZO PER OPERE DI ELEVAZIONE	29
3.6	CALCESTRUZZO PER SOLETTA IMPALCATO	29
3.7	ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO	30
3.8	STRUTTURE METALLICHE	30
3.8.1	CARPENTERIA METALLICA	30
3.8.2	PIOLI	30

PONTE SUL CANALE CONAGRO		AUTOSTRADA DEL BRENNERO	
(PR KM 224+854)		CODIFICA DOCUMENTO AI_4_3_1_RELAZIONE CALCOLO.DOC	FOGLIO 4 DI 210
3.9	COPRIFERRI		30
4	CODICI DI CALCOLO		32
4.1	SAP 2000		32
4.2	ENG - SIGMAC		34
4.3	VCASLU		35
5	RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO		36
5.1	TRAVI IN ACCIAIO		36
5.1.1	CRITERI DI CALCOLO		36
5.1.2	ANALISI DEI CARICHI		37
5.1.3	VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI		42
5.1.3.1	Classificazione della sezione in acciaio		42
5.1.3.2	Verifiche di resistenza (SLU)		42
5.1.4	STATI LIMITE ULTIMI DI STABILITÀ PER LA SEZIONE METALLICA		43
5.1.4.1	Verifica all'imbozzamento dei pannelli d'anima		43
5.1.4.2	Verifica di instabilità della piattabanda superiore in fase di getto		45
5.1.4.3	Verifica degli irrigidimenti trasversali		46
5.1.4.4	Verifica per carichi concentrati		47
5.1.5	VERIFICA DEI PIOLI		48
5.1.5.1	Caratteristiche e limitazioni dimensionali		48
5.1.5.2	Criteri di calcolo e sollecitazioni		49
5.1.5.3	Verifiche delle piolature		50
5.2	SOLETTA		51
5.2.1	VERIFICHE IN DIREZIONE TRASVERSALE		52
5.2.1.1	Fase provvisoria		52
5.2.1.2	Fase definitiva		56
5.2.1.3	Carichi permanenti		56
5.2.1.4	Carichi accidentali		58
5.2.1.5	Urto di veicolo in svio		64
5.2.1.6	Carico del vento		66
5.2.1.7	Riepilogo delle sollecitazioni massime e combinazione di carico		67
5.2.1.8	Verifiche di resistenza		68
5.2.1.9	Verifica in condizioni eccezionali: urto di veicolo in svio		72
5.2.2	VERIFICHE IN DIREZIONE LONGITUDINALE		73

PONTE SUL CANALE CONAGRO		AUTOSTRADA DEL BRENNERO	
(PR KM 224+854)		CODIFICA DOCUMENTO AI_4_3_1_RELAZIONE CALCOLO.DOC	FOGLIO 5 DI 210
5.2.2.1	Verifiche di resistenza (SLU)		73
5.3	TRAVERSI		74
5.3.1	CARATTERISTICHE GEOMETRICHE		74
5.3.2	SOLLECITAZIONI DI PROGETTO		74
5.3.3	VERIFICHE DI RESISTENZA		76
5.4	RELAZIONE DI CALCOLO APPOGGI		77
5.4.1	CARATTERISTICHE DEGLI APPARECCHI DI APPOGGIO		77
5.4.2	AZIONI SUGLI APPOGGI		79
5.4.3	CARICHI STATICI		79
5.4.4	SISMA		80
6	RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE		84
6.1	GEOMETRIA DELLA STRUTTURA		84
6.2	SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA		86
6.2.1	SPALLA		86
6.2.2	IMPALCATO		88
6.2.3	CONVENZIONI SUI SEGNI		91
6.3	DATI PER ANALISI SISMICA		92
6.3.1	ELENCO DATI		92
6.3.1.1	Dati relativi alle travi		92
6.3.1.2	Dati relativi alla soletta, alla pavimentazione ed alle finiture		92
6.3.1.3	Dati relativi alla pavimentazione		93
6.3.1.4	Dati relativi ai carichi mobili		93
6.3.1.5	Dati relativi alle azioni sismiche		94
6.3.1.6	Dati relativi agli appoggi ed alla curvatura impalcato		95
6.3.1.7	Dati relativi ai baggioli		95
6.3.1.8	Dati relativi alla spalla		95
6.3.1.9	Dati relativi alla platea di fondazione		96
6.3.1.10	Dati relativi al terreno		96
6.3.1.11	Dati relativi alla palificata di fondazione		97
6.3.2	CASI DI CARICO E COMBINAZIONI		97
6.3.2.1	Carichi elementari		97
6.3.2.2	Combinazioni di carico		102

PONTE SUL CANALE CONAGRO		AUTOSTRADA DEL BRENNERO	
(PR KM 224+854)		CODIFICA DOCUMENTO AI_4_3_1_RELAZIONE_CALCULO.DOC	FOGLIO 6 DI 210
6.3.3	AZIONI		108
6.3.3.1	AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO		108
6.3.3.2	Carichi permanenti		108
6.3.3.3	Carichi accidentali		108
6.3.3.4	Azione di frenamento		109
6.3.3.5	Azione centrifuga		109
6.3.3.6	Azione del vento		110
6.3.3.7	Azione sismica		111
1.1.1.1	Azione di attrito		111
6.3.3.8	AZIONI RELATIVE ALLA SPALLA		112
6.3.3.9	Peso proprio		112
6.3.3.10	Spinta delle terre		112
6.3.3.11	SPINTA DEL TERRENO DI MONTE		112
6.3.3.12	Azione del vento		115
6.3.3.13	Azione sismica		115
6.3.4	SOLLECITAZIONI		118
6.3.4.1	SOLLECITAZIONI PALIFICATA DI FONDAZIONE		118
6.3.4.2	Stati limite ultimi Struttura: A1+M1		120
6.3.4.3	Stati limite ultimi Geotecnica: A2+M1		123
6.3.4.4	Condizione sismica Struttura: A1+M1		124
6.3.4.5	Condizione sismica Geotecnica: A2+M1		128
6.3.4.6	SOLLECITAZIONI PLATEA DI FONDAZIONE		129
6.3.4.7	Stati limite ultimi Struttura: A1+M1		130
6.3.4.8	Condizione sismica Struttura: A1+M1		133
6.3.4.9	SOLLECITAZIONI MURI DI RISVOLTO		136
6.3.4.10	Stati limite ultimi Struttura: A1+M1		137
6.3.4.11	Condizione sismica Struttura: A1+M1		138
6.3.4.12	SOLLECITAZIONI PARAGHIAIA		139
6.3.5	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI		141
6.3.5.1	VERIFICHE PARAGHIAIA		142
6.3.5.2	SEZIONE D'INCASTRO CON IL FUSTO		142
6.3.5.3	VERIFICHE MURI DI RISVOLTO		146
6.3.5.4	RISVOLTO SINISTRO		146
6.3.5.5	RISVOLTO DESTRO		150
6.3.5.6	VERIFICHE PLATEA DI FONDAZIONE SOTTO AL PARAGHIAIA		155
6.3.5.7	ELEMENTI LONGITUDINALI		155

PONTE SUL CANALE CONAGRO (PR KM 224+854)		AUTOSTRADA DEL BRENNERO	
		CODIFICA DOCUMENTO AI_4_3_1_RELAZIONE.CALCOLO.DOC	FOGLIO 7 DI 210
6.3.5.8	ELEMENTI TRASVERSALI		157
6.3.5.9	VERIFICHE PLATEA DI FONDAZIONE SOTTO AL RISVOLTO SINISTRO		159
6.3.5.10	ELEMENTI LONGITUDINALI - S1.3		159
6.3.5.11	ELEMENTI LONGITUDINALI – S1.4		161
6.3.5.12	Elementi longitudinali – S1.5		163
6.3.5.13	Elementi trasversali – S1.1		165
6.3.5.14	Elementi trasversali – S1.2		169
6.3.5.15	VERIFICHE PLATEA DI FONDAZIONE SOTTO AL RISVOLTO DESTRO		172
6.3.5.16	Elementi longitudinali – S2.3		172
6.3.5.17	Elementi longitudinali – S2.4		174
6.3.5.18	Elementi trasversali – S2.1		176
6.3.5.19	Elementi trasversali – S2.2		180
6.3.5.20	Verifica a punzonamento		182
6.3.5.21	VERIFICHE PALI DI FONDAZIONE		183
6.3.5.22	Pali di fondazione del paraghiaia		184
6.3.5.23	Pali di fondazione del risvolto sinistro		194
6.3.5.24	Pali di fondazione del risvolto destro		202
7	PORTANZA PALI		208
7.1	VERIFICA DI PORTANZA DEI PALI DELLE SPALLE		208

1 RELAZIONE ILLUSTRATIVA

Nell'ambito del progetto definitivo di adeguamento del tracciato A22 tra lo svincolo di Verona Nord (km 225+372) ed il sovrappasso della linea ferroviaria Verona-Mantova (km 230+163) è previsto l'intervento di allargamento del tratto autostradale in prossimità del ponte sulla linea Ferroviaria VERONA-MANTOVA.

I già menzionati aspetti in ordine agli aumentati carichi accidentali (D.M. 14/01/2008), agli oneri connessi alla sismica (oneri assenti all'atto della costruzione originale dei manufatti) e a diffuse situazioni di degrado dei materiali (vedasi relazione generale), ha consigliato di prevedere la sostituzione integrale degli impalcati col rispetto dei vincoli di quote connessi al profilo dell'Autostrada e del canale sottostante.

Oltre al rifacimento dell'impalcato si pone necessario l'allargamento delle spalle in essere; la demolizione è prevista in più fasi quasi tutte da effettuarsi in ore. Le fasi sono essenzialmente il sezionamento longitudinale dell'impalcato in gruppi di travi (solitamente due) per procedere poi alla rimozione di tali gruppi in una o più notti.



Figura 1.1 Vista planimetrica stato di fatto

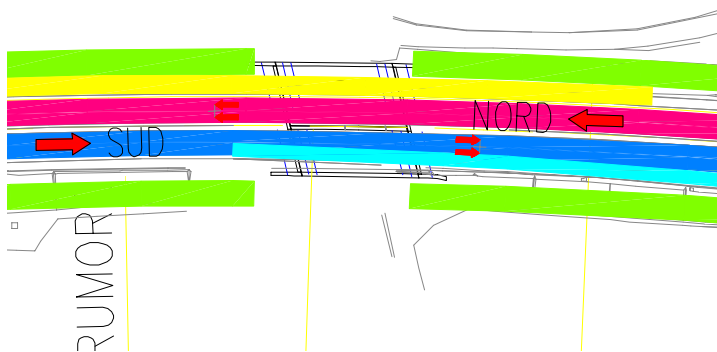
Il viadotto in progetto è a due carreggiate separate ed è costituito da una unica campata di luce $L = 30.30$ m circa

Il viadotto sovrappassa il canale Conagro ed il franco garantito al di sotto di tale campata viene ridotto di entità modeste rispetto lo stato attuale (circa 10.0cm).

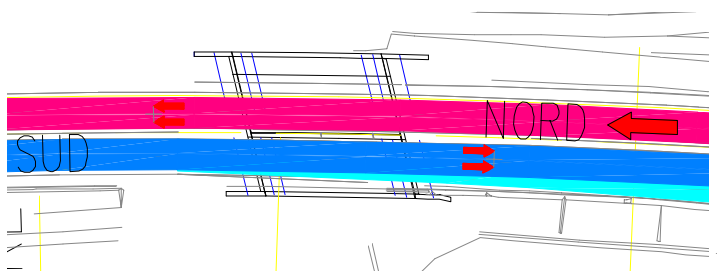
L'allargamento del ponte è significativo sulla via nord, dovendo passare da 2 a tre corsie di marcia, mentre per la carreggiata sud è previsto un minore allargamento dovendo alloggiare la terza corsia dinamica.

L'intervento complessivo comporta quattro fasi realizzative coordinate con gli interventi sulle altre opere del tratto in oggetto, durante le quali deve essere mantenuto il traffico, garantendo un minimo di n.2 corsie per senso di marcia:

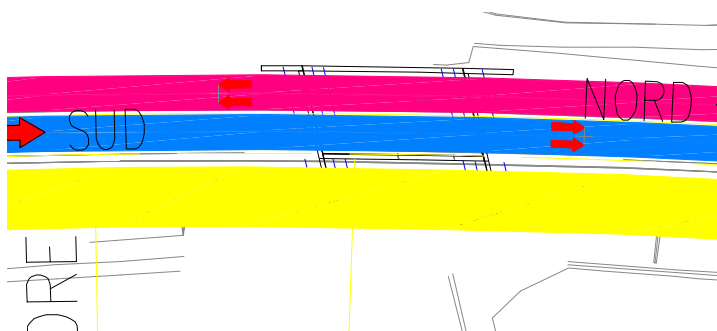
1. realizzazione dei rilevati necessari per l'allargamento della sede autostradale (in entrambe le carreggiate), previo restringimento delle carreggiate (sia direzione Trento, sia direzione Modena) verso il centro dell'autostrada, occupando la corsia di emergenza come cantiere. Realizzazione spalle di progetto via nord, previa infissione di palancole per il sostegno del rilevato, e realizzazione dei muri di risvolto. Messa in opera delle travi di progetto limitatamente all'area di cantiere. Realizzazione dell'impalcato di progetto, temporaneamente collegato all'impalcato esistente via Nord (direzione Trento);
2. fase temporanea necessaria per coordinarsi con gli interventi alle altre opere;
3. deviazione del traffico sulla via Nord, occupando anche parte dell'impalcato di progetto realizzato nella fase 1. Demolizione dell'impalcato direzione Modena. Realizzazione delle spalle in progetto (su pali di grande diametro) con parziale demolizione della sommita' delle spalle esistenti, previa infissione di palancole nello spartitraffico centrale per il contenimento del rilevato della via nord. Realizzazione dei muri di risvolto, con parziale demolizione della sommita' di quelli esistenti. Varo delle travi e realizzazione della soletta di impalcato.
4. deviazione parziale del traffico sulla via Sud: due corsie di marcia verso Modena, ed una corsia verso Trento; mantenimento del traffico sulla corsia nord allargata in fase 1 per la marcia dei mezzi pesanti verso Trento. Demolizione dell'impalcato centrale direzione Trento e realizzazione delle spalle in progetto (su pali di grande diametro) con parziale demolizione della sommita' delle spalle esistenti, previa infissione di un palanco lato nello spartitraffico centrale. Realizzazione dei muri di risvolto (con parziale demolizione della sommita' di quello esistente). Varo delle travi e realizzazione della soletta di impalcato, collegata a quella della zona centrale in progetto nella fase 1. Completamento del cordolo centrale e messa in opera delle barriere di sicurezza.



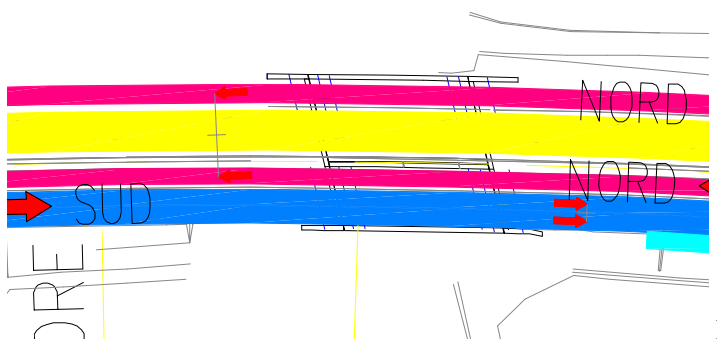
Fase 1



Fase 2



Fase 3



Fase 4

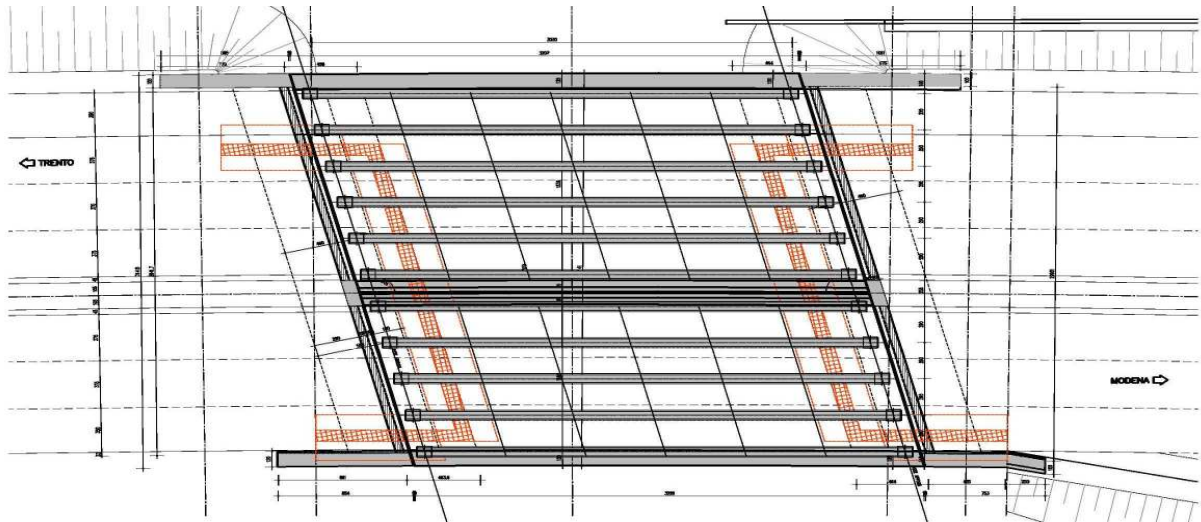


Figura 1.2 Pianta impalcato

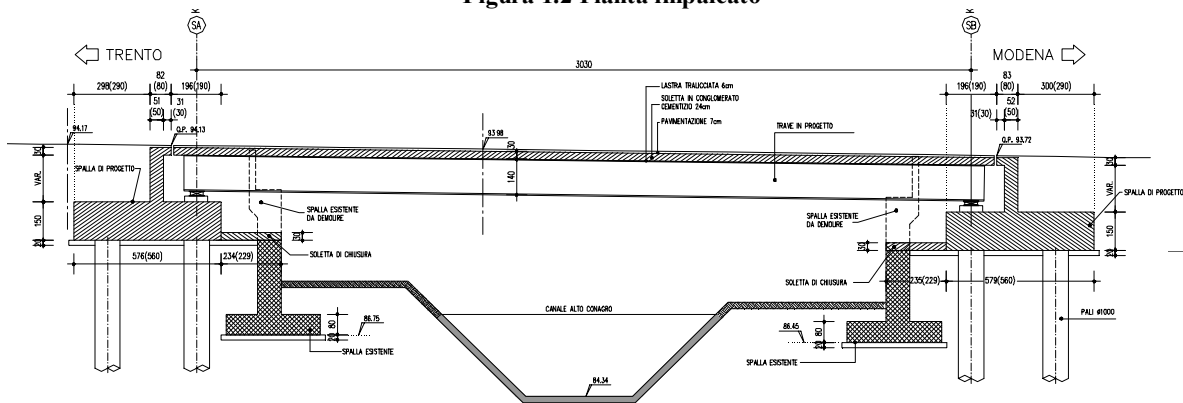


Figura 1.3 Sezione longitudinale

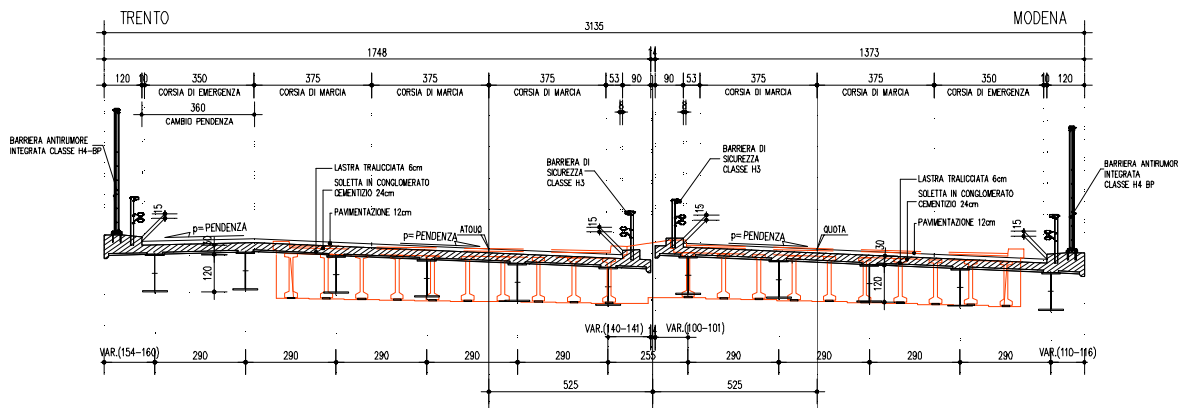


Figura 1.4 Sezione trasversale

1.1 ELEMENTI STRUTTURALI

1.1.1 IMPALCATO

Il ponte presenta due carreggiate separate, ciascuna a campata singola di luce $L = 30.30$ m circa.

La sezione dell'impalcato è costituita da travi a doppio T, collegate da traversi ad anima piena posti circa a metà altezza delle travi.

Le caratteristiche geometriche della sezione corrente sono riportate in Figura 1.5.

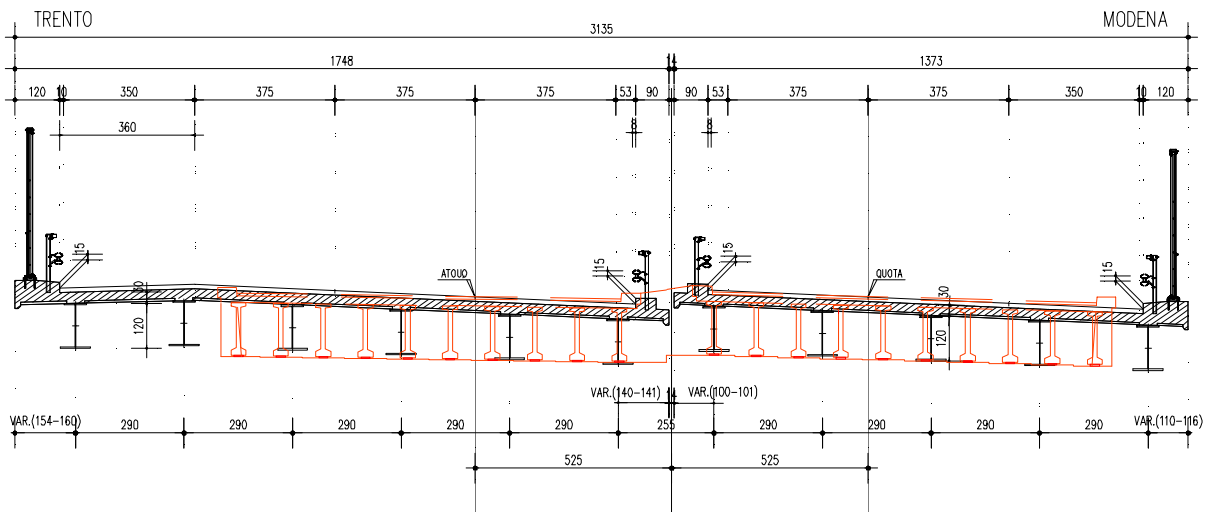


Figura 1.5 Sezione trasversale impalcato

L'impalcato direzione Trento ha una larghezza complessiva di 17.55 m circa così suddivisa:

- tre corsie di marcia da 3.75 m e una corsia di emergenza da 3.60 m che costituiscono la sede stradale;
- un cordolo da 1.20 m esterno, per l'alloggiamento della barriera di sicurezza e della rete;
- un cordolo da 0.90 m interno, per l'alloggiamento della barriera di sicurezza.

L'impalcato direzione Modena ha una larghezza complessiva di 13.80 m circa così suddivisa:

- due corsie di marcia da 3.75 m e una corsia di emergenza da 3.60 m che costituiscono la sede stradale;
- un cordolo da 1.20 m esterno, per l'alloggiamento della barriera antirumore integrata;
- un cordolo da 0.90 m interno, per l'alloggiamento della barriera di sicurezza.

Le travi metalliche, poste ad interasse di 2.90 m, hanno altezza costante $h=1.20$ m e sono collegate da traversi ad anima piena posti ad interasse di circa 5.00 m. Gli sbalzi laterali hanno luce massima di 1.60 m circa. La soletta d'impalcato è prevista con il sistema costruttivo "a prédalles" e ha spessore totale $s=30$ cm, di cui 6 cm di lastra e 24 cm di getto integrativo.

Essendo l'opera in curva ($R=1975m$), la pendenza trasversale della carreggiata ha un valore costante del 4.43% verso la carreggiata sud, ad eccezione della corsia di emergenza lato Trento, che si presenta con una contropendenza del 2.50%.

1.1.2 APPOGGI

Si prevede che le spalle siano sede di isolatori elastomerici antisismici ad alta dissipazione con le caratteristiche riportate nelle tavole grafiche, realizzati mediante un cuscinio di elastomero armato ad alto valore di smorzamento, vulcanizzato sopra e sotto ad una piastra di acciaio a cui va fissata mediante viti una o più piastre con funzione di ancoraggio.

Tele sistema di vincolamento consente di trasferire le azioni sismiche longitudinali trasmesse dall'impalcato alle spalle, in entità proporzionale alla rigidità del dispositivo di appoggio.

I dispositivi previsti sono disposti sulle spalle con la logica seguente:

Direzione longitudinale - Direzione trasversale:

Spalla A: 11 isolatori elastomerici

Spalla B: 11 isolatori elastomerici

I dispositivi saranno progettati affinché resistano all'azione di progetto allo stato limite ultimo, così come prescritto dalla nuova normativa sismica riportata nelle Nuove norme Tecniche, per un evento sismico con periodo di ritorno di circa 1900 anni (vita nominale $V_n=100$, coefficiente d'uso $C_u=2$),

1.2 METODO DI CALCOLO

La sicurezza strutturale è verificata tramite il metodo semiprobabilistico agli stati limite, applicando il DM14/01/2008 “Norme Tecniche per le costruzioni” e relative Istruzioni.

In particolare viene verificata la sicurezza sia nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) sia nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE).

1.2.1 CRITERI E DEFINIZIONE DELL’AZIONE SISMICA

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

Il rispetto degli stati limite si considera conseguito quando:

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

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

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

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

IMPALCATO

Per quanto riguarda l’azione sismica, i suoi effetti sull’impalcato vanno valutati a ponte “scarico” (per i carichi dovuti al transito dei mezzi $\psi_2 = 0$, come si desume dal punto 3.2.4 e Tab.5.1.VI delle NTC, data la scarsa probabilità di avere la contemporaneità dei due eventi).

I risultati relativi alla combinazione sismica non vengono riportati, essendo per l'impalcato più severa la condizione sotto l'azione dei carichi da traffico.

SPALLE

Nel paragrafo § 7.9 della NTC2008, specifico per i ponti, si legge: *“La struttura del ponte deve essere concepita e dimensionata in modo tale che sotto l'azione sismica di progetto per lo SLV essa dia luogo alla formazione di un meccanismo dissipativo stabile, nel quale la dissipazione sia limitata alle spalle o ad appositi apparecchi dissipativi”.... “Gli elementi ai quali non viene richiesta capacità dissipativa e devono, quindi, mantenere un comportamento sostanzialmente elastico sono: l'impalcato, gli apparecchi di appoggio, le strutture di fondazione ed il terreno da esse interessato, le spalle se sostengono l'impalcato attraverso appoggi mobili o deformabili. A tal fine si adotta il criterio della “gerarchia delle resistenze”...”.*

A riguardo delle spalle quindi, nel calcolo allo SLV, dovendo la struttura mantenere durante l'evento sismico un comportamento elastico, vengono eseguite le verifiche alle tensioni di esercizio (§ 4.1.2.2.5), assumendo come limite delle tensioni di esercizio quelle adottate per la combinazione caratteristica (rara). Tale condizione inoltre, in accordo al punto § 7.10.6.1., consente di ritenere soddisfatte anche le verifiche nei confronti dello SLD. Per quanto riguarda invece la richiesta di adottare il criterio di gerarchia delle resistenze, per le spalle (e le pile) connesse all'impalcato con appoggi fissi, rimane da verificare che tali appoggi siano in grado di trasmettere forze orizzontali tali da produrre un momento flettente pari a $\gamma_{Rd} \cdot M_{Rd}$, dove M_{Rd} è il momento resistente delle sezioni critiche. Nel caso in cui si utilizzi un coefficiente di struttura $q=1$ allora la normativa concede di utilizzare direttamente tali azioni (M_{Rd}) per il progetto degli apparecchi di appoggio. Il coefficiente di struttura adottato per la spalla SB dell'impalcato in progetto è stato assunto pari all'unità e le forze d'inerzia di progetto sono state determinate considerando un'accelerazione pari a $a_g \cdot S$. Infatti, in accordo con il § 7.9.5.6.2., la spalla in progetto sostiene un terreno rigido naturale per più dell'80% dell'altezza e quindi si può considerare che essa si muova con il suolo.

Per la definizione dell'azione sismica, occorre definire il periodo di riferimento P_{VR} in funzione dello stato limite considerato.

La vita nominale (V_N) dell'opera è stata assunta pari a 100 anni.

La classe d'uso assunta è la IV.

Il periodo di riferimento (V_R) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso vale:

$$V_R = V_N \cdot C_u = 200 \text{ anni}$$

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

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

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

$$T_R (SLV) = - \frac{V_r}{\ln(1 - P_{vr})} = 1898 \text{ anni}$$

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto, tramite le tabelle riportate nell'Allegato B della norma, è possibile definire i valori di a_g , F_0 , T^*_c .

- a_g → accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria C, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;
- F_0 → valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T^*_c → periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;
- S → coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_t);

L'opera ricade all'incirca alla Latitudine di $45^{\circ}24'29$ N e Longitudine $10^{\circ}54'46$ E, ad una quota di circa 71 m.s.m.. I valori delle caratteristiche sismiche (a_g , F_0 , T^*_c) per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita sono riportati di seguito:

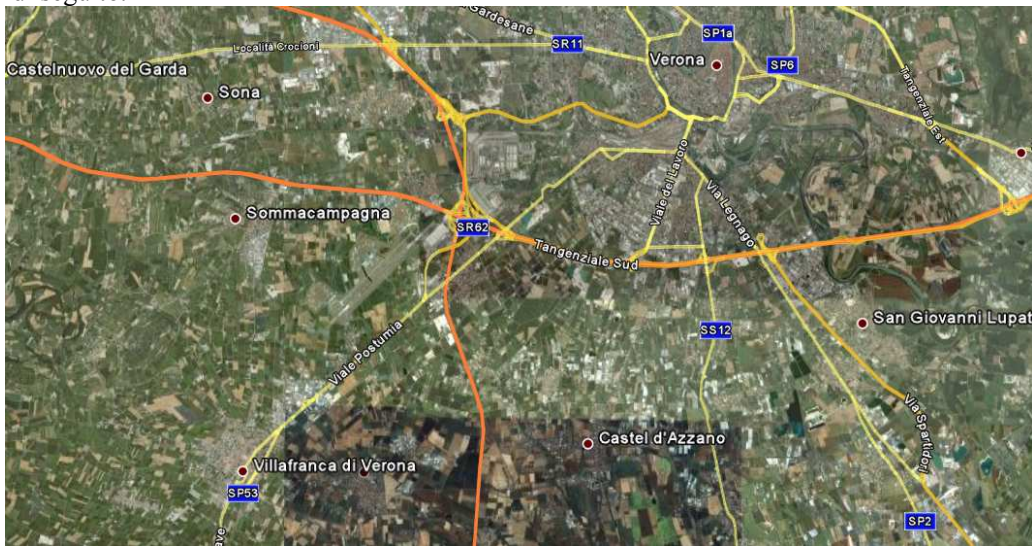


Figura 1.8 Tratto adeguamento del tracciato A22

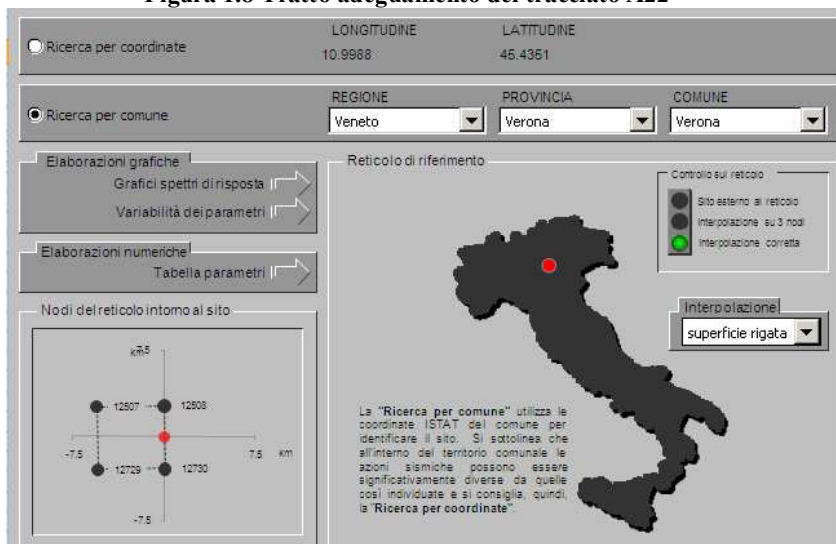


Figura 1.9 Individuazione coordinate Verona

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL sono:

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	120	0.063	2.553	0.273
SLD	201	0.077	2.613	0.272
SLV	1898	0.190	2.452	0.289
SLC	2475	0.210	2.438	0.291

Per le spalle il calcolo viene eseguito con il metodo dell'analisi statica equivalente, applicando come prescritto da normativa un'accelerazione pari ad $a_g S$.

Il sottosuolo su cui insiste l'opera può essere inserito nella categoria "A".

Il valore del coefficiente di amplificazione stratigrafico risulta:

$$S_S (SLV) \Rightarrow 1.00$$

$$S_T (SLV) \Rightarrow 1.00$$

L'accelerazione massima è valutata con la relazione

$$a_{\max}(SLV) = S \cdot a_g = S_S * S_T * a_g = 0.190g$$

Lo studio sismico delle opere facenti parte del tratto di intervento è stato impostato in maniera univoca, affidando a favore di sicurezza lo spettro della città di Verona (di cui si riportano i parametri di seguito), risultando questo sempre più "gravoso" di quello specifico dell'opera.

Latitudine di 45.4351 e Longitudine 10.9988.

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL sono:

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	120	0.087	2.443	0.263
SLD	201	0.111	2.409	0.271
SLV	1898	0.260	2.406	0.287
SLC	2475	0.286	2.381	0.290

1.2.2 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al . 5.1.3.12 e 2.5.3 del D.M. 14/01/2008.

I carichi variabili sono stati suddivisi in carichi da traffico, vento e resistenza passiva dei vincoli; di conseguenza, le combinazioni sono state generate assumendo alternativamente ciascuno dei tre suddetti carichi come azione variabile di base.

Fra i carichi variabili si distinguono:

- Q carichi da traffico
- Q_T azioni termiche
- Q_w azione del vento

Inoltre, come indicato nella tabella 5.1.IV, sono stati identificati tre gruppi di azioni caratteristiche, corrispondenti rispettivamente ai carichi verticali, alla forza di frenamento e alla forza centrifuga.

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

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

2) – Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

5) – Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

6) – Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.6)$$

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omissi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G₂.

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 devono essere 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.

Le verifiche saranno condotte secondo l'approccio progettuale "Approccio 1", utilizzando i coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 5.1.V per i parametri geotecnici e le azioni, Tabella 6.2.II per i parametri del terreno, e Tabella 6.4.II e 6.4.III per i parametri di resistenza di strutture di fondazione su pali.

OPERE DI FONDAZIONE – PALI (CAP.6.4)

Approccio 1

Combinazione 1: (A1+M1+R1) (STR)

Combinazione 2: (A2+M1+R2) (GEO)

Approccio 2

(A1+M1+R3) (Se verifica struttura γ_r non si considera)

Tabella 6.2.I/5.1.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		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 GEO.

⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare coefficienti validi per le azioni permanenti.

⁽³⁾ 1.30 per instabilità in strutture con precompressione esterna.

⁽⁴⁾ 1.20 per effetti locali

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

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	γ_M γ_ϕ	1.00	1.25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1.00	1.25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.00	1.40
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1.00	1.00

Tabella 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno

PARAMETRO	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.4$

Tabella 6.4.II - Coefficienti parziali γ_k da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_k	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

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

- 1A) STR) $\Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$
 1B) GEO) $\Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\text{spinte } \Phi_d')$
 6) Eccezionale) $\Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

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

- 2) Rara) $\Rightarrow G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$

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

- 3) Frequente) $\Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$
 4) Quasi permanente) $\Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

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

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

(per i pali non c'è differenza di combinazione sismica STR da GEO)

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

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

I valori del coefficiente ψ_{2i} sono quelli riportati nella tabella 2.5.I della norma; la stessa propone nel caso di ponti, e più in generale per opere stradali, di assumere per i carichi dovuti al transito dei mezzi $\psi_{2i} = 0.2$ (condizione cautelativa). Data la natura dell'opera in progetto, così come previsto dalla norma, si assume $\psi_{2i} = 0.00$.

1.2.3 SISTEMA DI VINCOLAMENTO

SPALLE

Il calcolo svolto nella condizione sismica è un'analisi statica equivalente, secondo quanto previsto dalla normativa di riferimento. Tale analisi è dipendente dalle caratteristiche dei dispositivi di isolamento ed in particolare dal valore della rigidezza orizzontale e dal coefficiente di smorzamento equivalente.

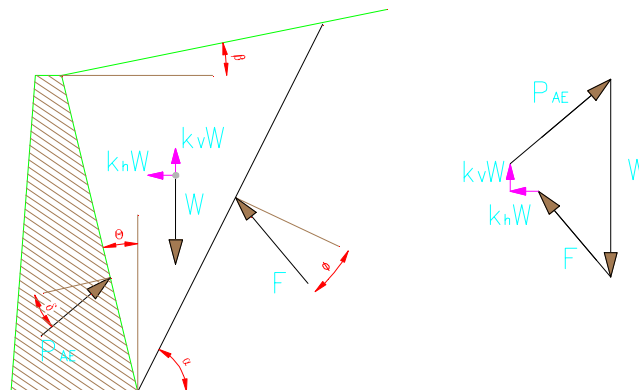
Le caratteristiche dei dispositivi ed in particolare i valori delle rigidezze orizzontali vengono considerate nel calcolo delle sollecitazioni degli elementi di sostegno dell'opera in condizioni sismiche in un'analisi di tipo statico equivalente al fine della valutazione delle azioni sismiche ed in condizioni di esercizio per la ripartizione delle forze orizzontali tra i diversi elementi di sostegno.

Le caratteristiche dei dispositivi di appoggio ed isolamento utilizzati per l'opera in oggetto, già descritte nella premessa, consentono la trasmissione delle azioni longitudinali alle sole spalle: l'azione sismica dell'impalcato viene ripartita proporzionalmente alla rigidezza del dispositivo, ma a favore di sicurezza si è applicato un coefficiente pari a 0.50 (superiore al valore trasmesso effettivamente dall'elastometro).

Le sollecitazioni in direzione trasversale si ripartiscono in parti uguali sulle strutture di sostegno, con coefficiente pari 0,50.

1.2.4 VALUTAZIONE DELLE SPINTE DEL TERRENO

Il calcolo delle spinte del terreno (per le strutture di sostegno – spalle) verrà svolto considerando uno schema di “spinta a riposo” in condizioni di esercizio. In condizioni sismiche, invece, si considererà lo schema di spinta attiva con incremento dinamico secondo l'approccio di Mononobe-Okabe.



$$E_d = 1/2 \gamma^* (1 \pm k_v) K H^2 + E_{ws}$$

H : altezza del muro

E_{ws} : spinta idrostatica

γ^* : peso specifico del terreno

K : coefficiente di spinta del terreno (statico+dinamico)

$$\psi = \arctan (k_h / (1 \pm k_v)) =$$

$$k_{AE} = \frac{[\cos^2(\phi - \theta - \psi)]}{[\cos\psi * \cos^2\theta * \cos(\delta + \theta + \psi) * (1 + ((\sin(\delta + \phi) * \sin(\phi - \beta - \psi) / \cos(\delta + \theta + \psi) / \cos(\beta - \theta))^{1/2})^2]}$$

$$\Delta ed = P_{AE(kv)} - Sa$$

1.2.5 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

IMPALCATO

In particolare viene verificata la sicurezza sia nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) sia nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE), mentre, come specificato in precedenza, i risultati relativi alla combinazione sismica non vengono riportati, essendo per l'impalcato più severa la condizione sotto l'azione dei carichi da traffico.

SPALLE

Gli elementi di sostegno (spalle) sono progettati affinché, come richiesto dalla norma stessa al paragrafo 7.9.2., si mantengano in campo elastico sotto l'azione sismica allo stato limite ultimo: in questo modo si ottiene la garanzia che, anche a seguito di un evento sismico di eccezionale intensità, gli unici elementi che ne possono rimanere danneggiati sono i dispositivi di vincolamento, più facilmente sostituibili alla fine dell'evento sismico, mentre gli elementi strutturali costituenti l'opera mantengono integre le proprie capacità di resistenza (criterio della gerarchia delle resistenze). A tal fine le verifiche in condizioni sismiche vengono svolte controllando che i materiali si mantengano al di sotto di limiti tensionali che possono ritenersi i massimi, valori entro i quali il loro comportamento si mantiene sostanzialmente lineare elastico. Tali limiti tensionali massimi assunti sono riportati nel paragrafo specifico relativo alle caratteristiche dei materiali.

Anche i pali di fondazione devono essere progettati in modo da rimanere in campo elastico, secondo quanto richiesto dalla norma al paragrafo 7.9.2..

Per le verifiche degli elementi strutturali costituenti le spalle saranno quindi svolti due tipi di verifiche: allo stato limite ultimo per le condizioni di esercizio e di controllo del mantenimento del comportamento elastico dei materiali per le condizioni sismiche, nonché le verifiche a fessurazione per lo stato limite di esercizio.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli sviluppati nel seguito sono svolti secondo il Metodo degli Stati Limite e nel rispetto della normativa vigente; in particolare si sono osservate le prescrizioni contenute nei seguenti documenti:

2.1 OPERE IN C.A. E ACCIAIO

D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni;

Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 – Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008;

Legge 5 novembre 1971 n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;

Circ. Min. LL.PP.14 Febbraio 1974, n. 11951 – Applicazione della L. 5 novembre 1971, n. 1086”;

Legge 2 febbraio 1974 n. 64, recante provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;

Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale.

2.2 PRINCIPIALI NORME UNI

UNI EN 1990 (Eurocodice 0) – Aprile 2006: “Criteri generali di progettazione strutturale”;

UNI EN 1991-2-4 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – Azioni in generale: “Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici”;

UNI EN 1991-1-1 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – Azioni in generale- Parte 1-1: “Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici”;

UNI EN 1991-2 (Eurocodice 1) – Marzo 2005 – Azioni sulle strutture- Parte 2: “Carico da traffico sui ponti”;

UNI EN 1992-1-1 (Eurocodice 2) – Novembre 2005: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: “Regole generali e regole per gli edifici”;

UNI EN 1992-2 (Eurocodice 2) – Gennaio 2006: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: “Ponti in calcestruzzo - progettazione e dettagli costruttivi”;

UNI EN 1993-1-1 (Eurocodice 3) – Ottobre 1993: “Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;

UNI EN 1997-1 (Eurocodice 7) – Febbraio 2005: “Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali”;

UNI EN 1998-1 (Eurocodice 8) – Marzo 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali – Azioni sismiche e regole per gli edifici”;

UNI EN 1998-2 (Eurocodice 8) – Febbraio 2006: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti”;

UNI ENV 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”.

UNI EN 197-1 giugno 2001 – “Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni;

UNI EN 11104 marzo 2004 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l’applicazione delle EN 206-1;

UNI EN 206-1 ottobre 2006 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”.

2.3 PRINCIPALI ISTRUZIONI CNR

CNR 10011/97 – Costruzioni di acciaio. Istruzioni per il calcolo, l’ esecuzione, il collaudo e la manutenzione;

CNR 10016/00 – Strutture composte di acciaio e calcestruzzo. Istruzioni per l’impiego nelle costruzioni;

CNR 10018/99 – Apparecchi di appoggio per le costruzioni. Istruzioni per l’impiego;

CNR 10024/86 – Analisi mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo.

Il progetto definitivo dell’opera in oggetto è stato sviluppato utilizzando le NTC2008, norma il cui utilizzo è consentito purché i lavori vengano iniziati entro marzo dell’anno 2023 (entro cioè 5 anni dall’entrata in vigore delle NTC2018 ai sensi dell’art. 2 comma 2). In fase di progettazione esecutiva l’opera sarà progettata ai sensi delle Norme Tecniche vigenti alla data in cui la progettazione esecutiva verrà svolta. Tuttavia, al fine di verificare l’idoneità delle opere progettate anche con le Norme Tecniche attualmente vigenti, è stato effettuato un confronto tra normative (NTC2008 e NTC2018) verificandone le principali differenze.

Nel caso in esame le verifiche preliminari condotte hanno evidenziato come l’utilizzo delle norme attualmente vigenti non comporti variazioni strutturali significative

2.4 NORME STRADALI

D.M. 5 novembre 2001 – Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade

D.M. 22 aprile 2004 – Modifica del decreto 5 novembre 2001, n. 6792, recante “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”

D. Lgs 30 aprile 1992 n. 285– Nuovo codice della strada;

D.P.R. 16 dicembre 1992 n. 495 – Regolamento di esecuzione e di attuazione del nuovo codice della strada;

D.Lgs. 15 gennaio 2002 n. 9 – Disposizioni integrative e correttive del nuovo codice della strada, a norma dell’articolo 1, comma 1, della L. 22 marzo 2001, n. 85.

D.L. 20 giugno 2002 n. 121 – Disposizioni urgenti per garantire la sicurezza nella circolazione stradale

L. 1 agosto 2002 n. 168 – Conversione in legge, con modificazioni, del D.L. 20 giugno 2002, n. 121, recante disposizioni urgenti per garantire la sicurezza nella circolazione stradale

D.L. 27 giugno 2003 n. 151 – Modifiche ed integrazioni al codice della strada

L. 1 agosto 2003 n. 214 – Conversione in legge, con modificazioni, del D.L. 27 giugno 2003, n. 151, recante modifiche ed integrazioni al codice della strada

D.M. 30 novembre 1999 n. 557 – Regolamento recante norme per la definizione delle caratteristiche tecniche delle piste ciclabili

Bollettino CNR n. 150 – Norme sull'arredo funzionale delle strade urbane.

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Materiali come prescritti dal Decreto Ministeriale 14.01.2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni".

3.1 TABELLA RIASSUNTIVA CLASSI DI ESPOSIZIONE SECONDO NORMATIVA UNI EN 206-1

Questa tabella è da compilarsi in funzione dell'opera da eseguire: associare ad ogni elemento progettuale (fondazione, elevazione.....).

Tab 2

Classi di esposizione ambientale secondo UNI EN 206-1								
Classe di esposizione ambientale	Descrizione dell'ambiente di esposizione	Esempi di condizioni ambientali	UNI 9888	A/C massimo	Contenuto minimo di cemento kg/m ³	Rok minima N/mm ²	Contenuto minimo di aria %	Copri ferro minimo Mm
1 Assenza di rischio di corrosione o attacco								
X0	Molto secco	Cls per interni di edifici con umidità dell'aria molto bassa	1	-		C12/15	-	15
2 Composizione delle armature per effetto della carbonatazione								
XC1	Secco o permanentemente bagnato	Cls per interni di edifici con umidità relativa bassa o immerso in acqua	2a	0,65	260	C20/25	-	20
XC2	Bagnato, raramente secco	Superfici in cls a contatto con acqua per lungo tempo es. fondazioni	2a	0,60	280	C25/30	-	20
XC3	Umidità moderata	Cls per interni con umidità relativa moderata o alta e cls all'esterno protetto dalla pioggia	5a	0,55	280	C30/37	-	30
XC4	Ciclicamente bagnato ed asciutto	Superfici in cls a contatto con l'acqua, non nella classe XC2.	4a, 5b	0,50	300	C30/37	-	30
3 Composizione delle armature per effetto dei cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare								
XD1	Umidità moderata	Superfici in cls esposte a nebbia salina	5a	0,55	300*	C30/37	-	30
XD2	Bagnato, raramente asciutto	Piscine; cls esposto ad acque industriali contenenti cloruri	4a, 5b	0,55	300	C30/37	-	30
XD3	Ciclicamente bagnato ed asciutto	Parti di ponti esposte a spruzzi contenenti cloruri, pavimentazioni di parcheggio	5c	0,45	320	C35/45	-	40
4 Composizione delle armature indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare								
XS1	Esposto alla nebbia salina ma non all'acqua di mare	Strutture prossime o sulla costa	4a, 5b	0,50	300	C30/37	-	30
XS2	Permanentemente sommerso	Parti di strutture marine	5c	0,45	320	C35/45	-	40
XS3	Zone esposte alle onde o alla marea	Parti di strutture marine	5c	0,45	340	C35/45	-	40
5 Attacco dei cicli di gelo/disgelo o con o senza sali disgelanti								
XF1	Moderata saturazione d'acqua in assenza di sali disgelanti	Superfici verticali in cls esposte alla pioggia e al gelo	2b	0,55	300	C30/37	-	30
XF2	Moderata saturazione d'acqua in presenza di sali disgelanti	Superfici verticali in cls di strutture stradali esposte al gelo e nebbia dei sali disgelanti	3, 4b	0,55	300	C25/30	4,0 e aggregati resistenti al gelo/Disgelo	30
XF3	Elevata saturazione d'acqua in assenza di sali disgelanti	Superfici orizzontali in cls esposte alla pioggia e al gelo	2b	0,50	320	C30/37	4,0 e aggregati resistenti al gelo/Disgelo	30
XF4	Elevata saturazione d'acqua in presenza di sali disgelanti o acqua di mare	Strade e impalcati da ponte esposti ai sali disgelanti. Superfici in cls esposte direttamente a nebbia contenente sali disgelanti	3, 4b	0,45	340	C30/37	4,0 e aggregati resistenti al gelo/Disgelo	40
6 Attacco chimico								
XA1	Ambiente chimico debolmente aggressivo (vd. prospetto 2 della EN 206)	-	5a	0,55	300	C30/37	-	30
XA2	Ambiente chimico moderatamente aggressivo (vd. prospetto 2 della EN 206)	-	4*, 5b	0,50	320 cemento resistente ai solfati	C30/37	-	30
XA3	Ambiente chimico fortemente aggressivo (vd. prospetto 2 della EN 206)	-	5c	0,45	360 cemento resistente ai solfati	C35/45	-	40

Conglomerato cementizio per elementi strutturali:

ELEMENTO	CLASSE DI ESPOSIZIONE	CLASSE DI RESISTENZA MINIMA (Mpa)	COPRIFERRO (mm)	CLASSE DI CONSISTENZA	CLASSE DI CONTENUTO IN CLORURI	DIMENSIONE MASSIMA NOMINALE DEGLI AGGREGATI (mm)
PALI $\Phi < 800\text{mm}$ PALI $\Phi > 800\text{mm}$	XC1	C25/30	60 70	S4	0.40	32
PLINTI	XC2	C25/30	50	S4	0.40	32
PILE, PULVINI ED ELEVAZIONE SPALLE	XC4+XD1+XF4	C32/40	50	S4	0.40	25
BAGGIOLI E RITEGNI	XC4+XD1+XF4	C35/45	40	S5	0.40	20
IMPALCATI GETTATI IN OPERA	XC4+XD3+XF4	C35/45	40	S4/S5	0.20	25
TRAVI PREFABBRICATE	XC4+XD3+XF4	C45/55	40	S4/S5	0.20	20/25
SOLETTE GETTATE IN OPERA	XC4+XD3+XF4	C35/45	50	S4/S5	0.20	25

3.2 CALCESTRUZZO PER MAGRONE

Per il magrone di sottofondazione si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe Rck 15.

3.3 CALCESTRUZZO PER PALI DI FONDAZIONE

Per la realizzazione dei pali di fondazione in cemento armato delle spalle, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe Rck $\geq 30 \text{ N/mm}^2$, che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cilindrica)	$\rightarrow f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} =$	24.90 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	$\rightarrow f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5 =$	14.16 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione elastica	$\rightarrow \sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck} =$	15.00 N/mm ²
Resistenza a trazione media	$\rightarrow f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} =$	2.56 N/mm ²
Resistenza a trazione	$\rightarrow f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} =$	1.795 N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	$\rightarrow f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1.197 N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	$\rightarrow \tau_c = 0.50 \cdot f_{ctk} =$	0.900 N/mm ²

3.4 CALCESTRUZZO PER OPERE DI FONDAZIONE

Per la realizzazione della platea di fondazione in cemento armato delle spalle, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe Rck $\geq 30 \text{ N/mm}^2$, che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cilindrica)	$\rightarrow f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} =$	24.90 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	$\rightarrow f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5 =$	14.16 N/mm ²

Resistenza di calcolo a compressione elastica	→ $\sigma_c = 0.60 * f_{ck} =$	15.00 N/mm ²
Resistenza a trazione media	→ $f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3} =$	2.56 N/mm ²
Resistenza a trazione	→ $f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm} =$	1.795 N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	→ $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1.197 N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	→ $\tau_c = 0.50 * f_{ctk} =$	0.900 N/mm ²

3.5 CALCESTRUZZO PER OPERE DI ELEVAZIONE

Per la realizzazione delle opere di elevazione in cemento armato delle spalle, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe Rck ≥ 40 N/mm², che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cilindrica)	→ $f_{ck} = 0.83 * R_{ck} =$	33.20 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	→ $f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0.85 * f_{ck} / 1.5 =$	18.81 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione elastica	→ $\sigma_c = 0.60 * f_{ck} =$	19.92 N/mm ²
Resistenza a trazione media	→ $f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3} =$	3.10 N/mm ²
Resistenza a trazione	→ $f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm} =$	2.169 N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	→ $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1.446 N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	→ $\tau_c = 0.50 * f_{ctk} =$	1.080 N/mm ²

* La resistenza a taglio elastica è una tensione assunta dagli scriventi come limite superiore per la massima tensione sollecitante a taglio, nel caso di verifica sismica. Dovendo in tal caso la sezione rimanere in campo elastico e non essendoci da normativa una tensione elastica di riferimento, si è assunto che tale tensione sia assunta pari a: $f_{ctE} = 0.5 * f_{ctk}$.

3.6 CALCESTRUZZO PER SOLETTA IMPALCATO

Per la realizzazione della soletta d'impalcato in cemento armato, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe Rck ≥ 45 N/mm², che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cilindrica)	→ $f_{ck} = 0.83 * R_{ck} =$	37.35 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	→ $f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0.85 * f_{ck} / 1.5 =$	21.16 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione elastica	→ $\sigma_c = 0.60 * f_{ck} =$	22.41 N/mm ²
Resistenza a trazione media	→ $f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3} =$	3.35 N/mm ²
Resistenza a trazione	→ $f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm} =$	2.35 N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	→ $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1.56 N/mm ²

3.7 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo B450C controllato in stabilimento, che presentano le seguenti caratteristiche:

Proprietà	Requisito
Limite di snervamento f_y	≥ 450 MPa
Limite di rottura f_t	≥ 540 MPa
Allungamento totale al carico massimo A_{gt}	$\geq 7\%$
Rapporto f_t/f_y	$1,13 \leq R_m/R_e \leq 1,35$
Rapporto $f_{y, misurato}/f_{y, nom}$	$\leq 1,25$

Tensione di snervamento caratteristica	$\rightarrow f_{yk} \geq$	450.00 N/mm ²
Tensione caratteristica a rottura	$\rightarrow f_{tk} \geq$	540.00 N/mm ²
Tensione di calcolo elastica	$\rightarrow \sigma_e = 0.80 * f_{yk} =$	360.00 N/mm ²
Fattore di sicurezza acciaio	$\rightarrow \gamma_s =$	1.15
Resistenza a trazione di calcolo	$\rightarrow f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s =$	391.30 N/mm ²

3.8 STRUTTURE METALLICHE

3.8.1 CARPENTERIA METALLICA

S355 (ex Fe 510)

Per $t \leq 40$ mm:	acciaio S355J2 (UNI EN 10025)	
Tensione di snervamento	$\rightarrow f_y \geq$	355.00 N/mm ²
Fattore di sicurezza acciaio	$\rightarrow \gamma_{M0} =$	1.05
Resistenza di calcolo	$\rightarrow f_d = f_y / \gamma_{M0}$	338.10 N/mm ²
Per $t \geq 40$ mm:	acciaio S335K2 (UNI EN 10025)	
Tensione di snervamento	$\rightarrow f_y \geq$	335.00 N/mm ²
Fattore di sicurezza acciaio	$\rightarrow \gamma_{M0} =$	1.05
Resistenza di calcolo	$\rightarrow f_d = f_y / \gamma_{M0}$	319.05 N/mm ²

Elementi principali composti per saldatura

3.8.2 PIOLI

Secondo UNI EN ISO 13918

Pioli tipo Nelson (diametro ed altezza come da elaborati grafici):

Acciaio ex ST37-3K (S235J2G3+C450)

Tensione di snervamento	$\rightarrow f_y \geq$	350.00 N/mm ²
Tensione di rottura	$\rightarrow f_t \geq$	450.00 N/mm ²

3.9 COPRIFERRI

Spalle - Si adottano copriferri pari a:

	Copriferro - c_{\min} [mm]
<i>FONDAZIONI</i>	
Pali $f < 800\text{mm}$	60
Pali $f \geq 800\text{mm}$	70
Platea	50
<i>ELEVAZIONE</i>	
Fusti / Risvolti / Orecchie	50
Baggioli	40
Cordoli	40
Impalcato - Si adottano copriferri pari a:	
	Copriferro - c_{\min} [mm]
Soletta	40

4 CODICI DI CALCOLO

4.1 SAP 2000

Nome software	N° revisione	Data revisione	Estensore	Data d'acquisto	Data validazione
SAP 2000	14.1.0	29 Luglio 2008	CSI	10.09.2009	(fare riferimento al produttore)

Il calcolo della struttura in esame viene condotto con il programma SAP 2000 (prodotto dalla CSI Computers and Structures, Inc. Berkeley, California, USA).

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

L'analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi finiti.

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

- Elemento tipo FRAME (trave)
- Elemento tipo SHELL (membrana o piastra quadrilatera)
- Elemento tipo PLANE (membrana o piastra da tre a nove nodi)
- Elemento tipo SOLID (solidi simmetrici)
- Elemento tipo ASOLID (solidi asimmetrici)
- Elemento tipo NLLINK (elementi con proprietà non lineari) che si dividono in :
 1. Elemento DAMPER (smorzatore)
 2. Elemento GAP (elemento resistente alla sola compressione)
 3. Elemento HOOK (elemento resistente alla sola trazione)
 4. Elemento ISOLATOR 1 (isolatore isteretico biassiale)
 5. Elemento ISOLATOR 2 (comportamento di gap nella direzione verticale e isolatore a frizione nelle due direzioni del taglio)

Il programma SAP 2000 applica il metodo degli elementi finiti a strutture di forma qualunque, comunque caricate e vincolate, nell'ambito del comportamento lineare delle stesse. Oltre all'analisi statica e dinamica delle strutture, il programma può svolgere l'analisi P-Delta e l'analisi delle strutture da ponte sottoposte all'azione di carichi mobili, costruendo le linee d'influenza ad essi relative. L'analisi sismica lineare o non lineare, infine, può essere svolta sottoponendo la struttura all'azione di uno spettro di risposta o a quella di un'accelerogramma reale (time history analysis).

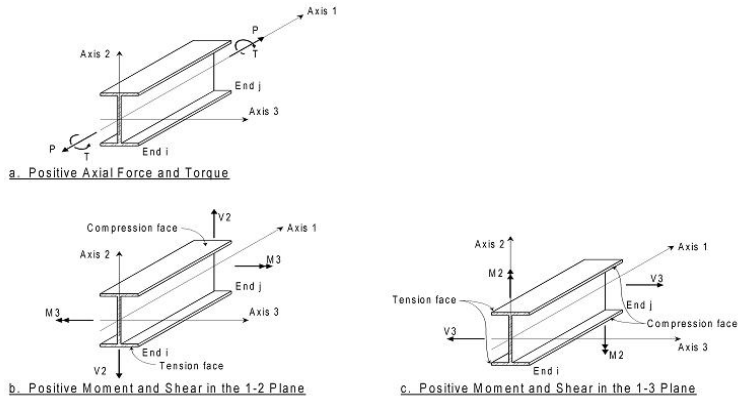


Figura 4.1 Elementi Frame – Convenzione sui segni

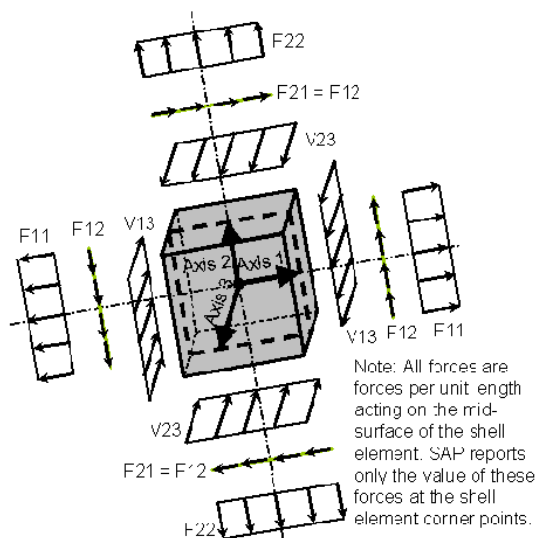


Figura 4.2 Elementi Shell – Convenzione sui segni

Per lo studio dell'impalcato si è fatto ricorso al modulo "bridge" utilizzato per il calcolo delle linee di influenza e delle sollecitazioni dovute ai carichi mobili.

4.2 ENG - SIGMAC

Nome software	N° revisione	Data revisione	Estensore	Data d'acquisto	Data validazione
Eng	8.11	Dicembre 2008	SIGMAc Soft		(fare riferimento al produttore)

Il programma ENG (prodotto dalla SIGMAc Soft snc, Corso del Popolo n.46 30170 Venezia-Mestre) è uno strumento di semplice utilizzo, perché permette di risolvere le problematiche più ricorrenti del calcolo strutturale, senza dover eseguire sofisticate analisi agli elementi finiti per le quali il tempo per realizzare il modello, l'attenzione e l'impegno dell'utilizzatore devono essere adeguati; studia le seguenti tipologie strutturali:

TRSP: calcolo di telai

GRAT: calcolo di grigliati

TCONT: calcolo di travi continue

PREFLE: verifica sezioni in c.a. (livelli tensionali - rotture)

MURO: calcolo muri di sostegno

DIAF: calcolo di diaframmi - berlinesi – palanco late

TCAD: post-processore di verifica automatica delle aste in c.a.

STEEL: post-processore di verifica automatica delle aste in acciaio.

I moduli di calcolo del presente programma utilizzati per il dimensionamento delle strutture facenti parte della presente relazione, sono i seguenti:

TELAI

Il calcolo di alcune parti di struttura della spalla (paraghaia) viene condotto con il modulo per strutture intelaiate piane.

Il programma esegue l'analisi in campo lineare di strutture piane composte da aste soggette a carichi statici con il metodo degli elementi finiti. Il programma consente la schematizzazione di giunzioni nodali tra le aste, comunque inclinate, ad incastro oppure a cerniera e permette di determinare l'involuppo delle sollecitazioni dovute a diverse condizioni di carico visualizzando, asta per asta, l'andamento massimo e minimo del momento, del taglio, dello sforzo normale e, nel caso di aste su suolo elastico, della pressione agente sul terreno.

VERIFICA SEZ IN C.A.

La verifica delle sezioni facenti parte della presente relazione, viene condotta col modulo di verifica a pressoflessione deviata di sezioni in cemento armato di forma qualsiasi e comunque armate.

Il programma esegue le verifiche sia tensionali, sia agli stati limite ultimi, individuando il dominio di resistenza della sezione.

La sezione è descritta da una poligonale individuata attraverso le coordinate dei vertici; le armature sono puntiformi e vengono individuate dalla posizione del baricentro e dall'area dell'acciaio. La verifica prevede tutti i tipi di sollecitazione longitudinale: compressione e trazione semplice, flessione retta e deviata, presso e tenso flessione retta, presso e tenso flessione deviata.

4.3 VCASLU

Il programma VcaSlu consente la verifica di sezioni in cemento armato normale e precompresso, soggette a presso-flessione o tenso-flessione retta o deviata sia allo stato limite ultimo che con il metodo n.

5 RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

5.1 TRAVI IN ACCIAIO

5.1.1 CRITERI DI CALCOLO

Lo schema statico adottato è quello di trave su semplice appoggio ad asse rettilineo con luce pari a 30.40m. L'analisi strutturale è condotta su una singola trave composta, sottoposta al peso proprio, ai sovraccarichi permanenti, alle distorsioni, al vento e all'aliquota dei carichi mobili che discende dalla ripartizione trasversale dei carichi.

I calcoli sono condotti con riferimento all'impalcato direzione Trento, in cui si trova la trave maggiormente cimentata.

La trave composta è discretizzata in conci di sezione costante, tenendo conto quindi delle variazioni geometriche e delle azioni concentrate.

La larghezza efficace della soletta è così definita (punto 4.3.2.3 delle NTC):

$$L_e = 30.30\text{m} \quad L_e/8 = 3.79\text{m} \quad b_{\text{eff}} = 0.10 + 2 * 1.40 = 2.90\text{m}$$

$$\text{Presso spalle: } \beta = (0.55 + 0.025 * 30.30 / 1.40) \approx 1.1$$

$$b_{\text{eff}} = 0.10 + 2 * 1.40 * 1.1 = 3.18\text{m}$$

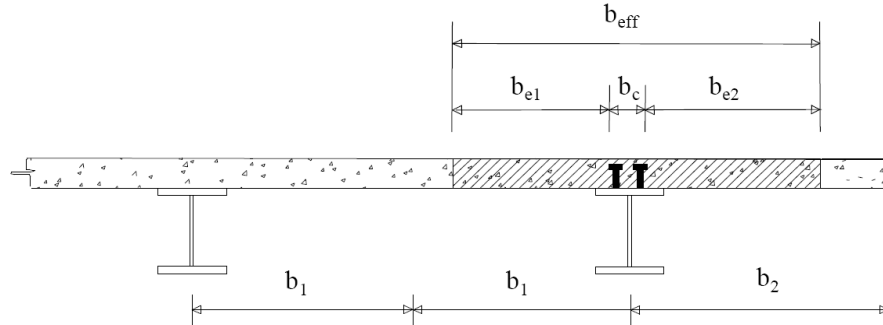


Figura 5.1 Definizione della larghezza efficace

Per le verifiche di sicurezza alle tensioni, si considerano le seguenti quattro sezioni tipo:

- Sezione Tipo 1: proprietà inerziali della sola membratura metallica soggetta alle sollecitazioni dovute al peso proprio dell'acciaio e della soletta di calcestruzzo.
- Sezione Tipo 2: proprietà inerziali ideali della sezione mista con calcestruzzo omogeneizzato all'acciaio con coefficiente di omogeneizzazione $n = 6$. La sezione è utilizzata per le sollecitazioni prodotte dalle azioni di breve durata nelle regioni a momento flettente positivo.
- Sezione Tipo 3: proprietà inerziali ideali della sezione mista con calcestruzzo omogeneizzato all'acciaio con coefficiente di omogeneizzazione $n = 18$. La sezione è utilizzata per le sollecitazioni prodotte dai sovraccarichi permanenti e dal ritiro nelle regioni a momento flettente positivo.
- Sezione Tipo 4: proprietà inerziali della sezione costituita dalla membratura metallica e dalle barre di armatura con esclusione del calcestruzzo. La sezione è utilizzata nelle regioni a momento flettente negativo.

5.1.2 ANALISI DEI CARICHI

Luce trave	30.30	m	
Largh carreggiata	17.50	m	carreggiata NORD
Largh infl tr bordo	3.15	m	

Peso proprio struttura G_1 (fase1)

Carpenteria metallica	3.00	kN/m ²	x	17.50	m	=	52.50	kN/m
Soletta	25.00	kN/m ³	x	0.30	m	x	17.50	m
Totale						=	<u>183.75</u>	kN/m

Carichi permanenti G_2 (fase2)

Pavimentazione stradale	25.00	kN/m ³	x	15.40	m	x	0.12	m	=	46.20	kN/m
Cordoli	25.00	kN/m ³	x	1.75	m	x	0.35	m	=	15.31	kN/m
Barriere, parapetti, velette	1.24	kN/m	+	7.28	kN/m	+	1.90	kN/m	=	<u>10.42</u>	kN/m
Totale									=	<u>71.93</u>	kN/m

Ritiro G (fase2)

in Beccarie, ma io uso quelli della rel

Deformazione ϵ_{cs} tot	3.00	=	3.70E-04
Coeff viscosità ϕ		=	2
Coeff omogeneizzazione a t_0, n_0		=	6
Coeff omogeneizzazione a $t_{infr}, n_r = n_0(1+\phi)$		=	18
Modulo elastico acciaio E_s		=	210000 MPa
Area soletta A_c		=	4200000 mm ²
Forza di testata $N_r = \epsilon_{cs} * E_s * A_s$		=	6091.68 kN/m
Dist bar G_{sez} mista e G_{trave} acciaio = e_r		=	24.08
Momento di testata $M_r = N_r * e_r$		=	1466.88 kNm/m

Variazioni termiche Q (fase3)

Coeff dilatazione termica α	1.20	=	1.00E-05	1/°C
Coeff omogeneizzazione a t_0, n_0		=	6	
Variazione termica positiva		=	10	°C
Area soletta A_c		=	5250000	mm ²
Forza di testata $N_{\Delta t} = \alpha * E_s * A_s * \Delta t$		=	1646.40	kN/m
Dist bar G_{sez} mista e G_{trave} acciaio = $e_{\Delta t}$		=	45.26	
Momento di testata $M_{\Delta t} = N_{\Delta t} * e_{\Delta t}$		=	745.21	kNm/m

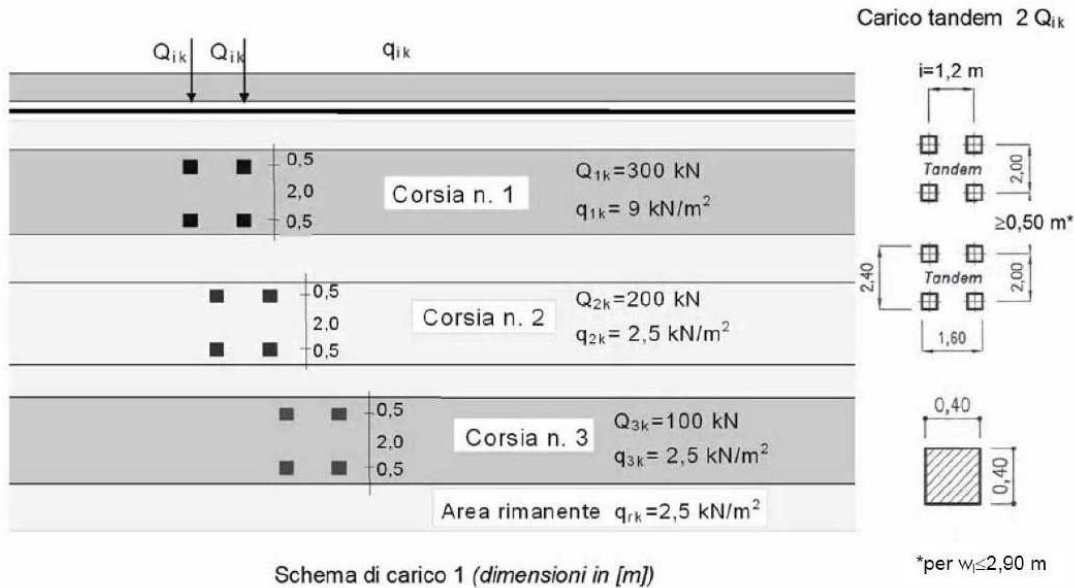
N applicato alla trave acciaio

Azione del vento Q

Pressione del vento		=	2.50	kN/m ²				
Risultante del vento	2.50	kN/m ²	x	7.12	m	=	17.80	kN/m
Momento del vento	17.80	kN/m	x	3.56	m	=	63.37	kNm/m
Carico vento su trave esterna	63.37	kNm/m	/	14.50	m	=	4.37	kN/m

Carichi mobili (Q)

Si considerano le azioni da traffico dello Schema di Carico 1, le cui caratteristiche sono riportate nella figura seguente:



La folla compatta, con valore di combinazione 2.50 kN/m² (Schema di Carico 5), non viene presa in considerazione perché non sono presenti né marciapiedi né piste ciclabili.

In senso trasversale i carichi sono stati distribuiti su corsie convenzionali di larghezza pari a 3.00m in modo tale da ottenere la distribuzione trasversale più gravosa per la singola trave (Figura 5.2).

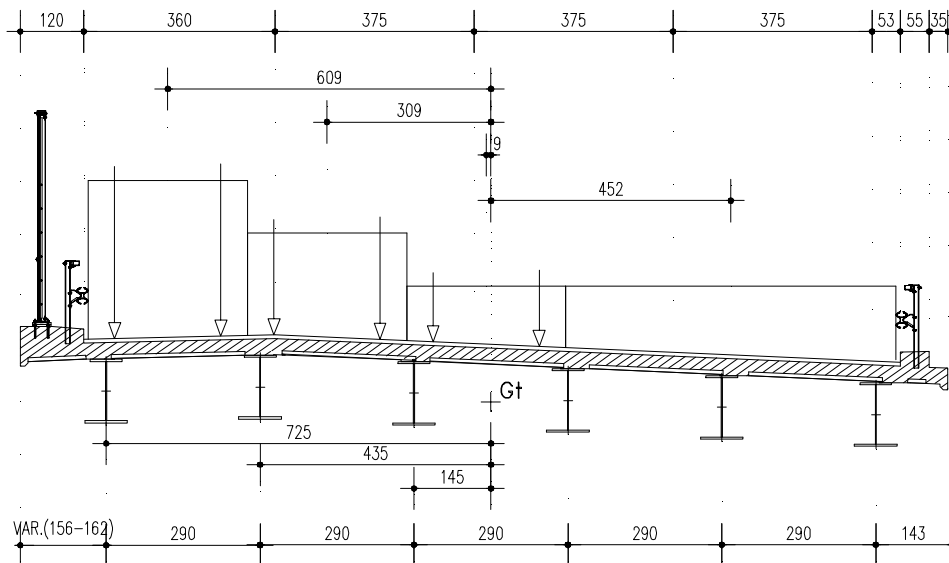


Figura 5.2 Distribuzione trasversale dei carichi da traffico

Baricentro travi (da trave esterna sx):

$$x_G = 7.25\text{m}$$

Eccentricità dei carichi di corsia:

Corsia n.1: $d_1 = (7.25+1.70)-1.20-1.50 = 6.25\text{m}$

Corsia n.2: $d_2 = 6.25-3.00 = 3.25\text{m}$

Corsia n.3: $d_3 = 3.25-3.00 = 0.25\text{m}$

Corsia n.4: $d_4 = 0.25-3.00 = -4.52\text{m}$

Carichi ripartiti equivalenti:

Carico	M_{mez} [kNm]	V_{app} [kN]	V_{mez} [kN]
corsia 1	7463.55	997.17	390.39
corsia 2	3770.71	505.70	220.49
corsia 3	860.71	113.63	124.45

Per quanto riguarda la ripartizione trasversale dei carichi, cioè il calcolo della quota parte di carico che grava sulle diverse travi a seconda della posizioni che possono assumere nel piano trasversale, si è fatto ricorso alla schematizzazione del metodo dei “traversi infinitamente rigidi”, comunemente detto anche metodo di **Courbon**. Tale ipotesi presuppone la presenza di un traverso rigido sotto qualunque posizione del carico. Nel ponte in oggetto sono presenti i traversi di testata, in corrispondenza degli appoggi sulle spalle, che assicurano il comportamento torso-rigido dell’impalcato.

L’azione che interessa la sezione, riassumibile in una serie di carichi eccentrici, si ripartisce trasversalmente sulle travi principali secondo coefficienti di ripartizione, determinati seguendo il metodo di Courbon, mediante il tracciamento di apposite linee d’influenza.

Il coefficiente di ripartizione K_i , relativo alla i -esima trave, ha la seguente forma:

$$k = \frac{1}{n} + \frac{d_i}{\sum_i d_i^2} \cdot e_i$$

con: n = numero di travi dell’impalcato;

d_i = distanza della trave della quale si calcola la reazione dall’asse dell’impalcato;

e = eccentricità della colonna di carico rispetto al baricentro travi.

Coefficienti di Courbon:

Carico	e [m]	k
corsia 1	6.25	0.475
corsia 2	3.25	0.327
corsia 3	0.25	0.179

Sollecitazioni massime:

in mezzeria: $M_{\max,c.m} = 5140.23$ kNm; $V_{mez,c.m.} = 272.19$ kN

in appoggio: $V_{\max,c.m} = 687.51$ kN.

Carichi e sollecitazioni sulla trave di bordo

Il calcolo delle sollecitazioni è stato effettuato con riferimento alla trave maggiormente sollecitata (trave di bordo).

Ai fini delle verifiche di resistenza, per quanto riguarda la seconda condizione di carico, la soletta è stata considerata realizzata in un unico getto. Con tale ipotesi si sovrastimano le tensioni sulle travi metalliche e quindi si perviene ad una verifica conservativa della sicurezza.

Larghezza di influenza	i	=	=	3.15	m
Peso proprio carpenteria metallica G1	q_{G1}	=	$52.50 \cdot 3.15 / 17.50$	=	9.45 kN/m
Peso proprio soletta G1	q_{G1}	=	$131.25 \cdot 3.15 / 17.50$	=	23.63 kN/m
Carichi permanenti G2	q_{G2}	=	$71.93 \cdot 3.15 / 17.50$	=	12.95 kN/m
Azione del vento Q	q_w	=	=	4.37	kN/m

SEZIONE IN MEZZERIA:

Peso proprio carpenteria metallica G1	M	=	$9.45 \cdot 30.30^2 / 8$	=	1084.49 kNm
Peso proprio soletta G1	M	=	$23.63 \cdot 30.30^2 / 8$	=	2711.23 kNm
Carichi permanenti G2	M	=	$12.95 \cdot 30.30^2 / 8$	=	1485.91 kNm
Ritiro	N_r	=	=	- 6091.68	kN/m
	M_r	=	=	1466.88	kNm/m
Variazione termica +10°C	N_r	=	=	1646.40	kN/m
	M_r	=	=	-745.21	kNm/m
Azione del vento Q	M	=	$4.37 \cdot 30.30^2 / 8$	=	501.51 kNm
Carichi mobili	M	=	=	5140.23	kNm
	T	=	=	272.19	kN

SEZIONE ALL'APPOGGIO:

Peso proprio carpenteria metallica G1	T	=	$9.45 \cdot 30.30 / 2$	=	143.17 kN
Peso proprio soletta G1	T	=	$23.63 \cdot 30.30 / 2$	=	357.92 kN
Carichi permanenti G2	T	=	$12.95 \cdot 30.30 / 2$	=	196.16 kN
Ritiro	N_r	=	=	- 6091.68	kN/m
	M_r	=	=	1466.88	kNm/m
Variazione termica +10°C	N_r	=	=	1646.40	kN/m

PONTE SUL CANALE CONAGRO

AUTOSTRADA DEL BRENNERO

(PR KM 224+854)

CODIFICA DOCUMENTO
AI_4_3_1_RELAZIONE_CALCULO.DOC

FOGLIO
41 DI 210

	Mr	=	-745.21	kNm/m
Azione del vento Q	T = 4.37*30.30/2	=	66.21	kN
Carichi mobili	T	=	687.51	kN

5.1.3 VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI

Le verifiche vengono eseguite nelle sezioni significative:

- S1: sezione di mezzzeria;
- S2: sezione di spalla (SA);

5.1.3.1 Classificazione della sezione in acciaio

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE - Tab. 4.2.1 D.M. 2008			
Valore di snervamento dell'acciaio	f_{yk}	355	[MPa]
Coefficiente ε	ε	0.81	[-]
Classificazione dell'anima			
Altezza dell'anima depurata dei raccordi o delle saldature	c	1120	[mm]
Spessore dell'anima	t_w	20	[mm]
Rapporto tra altezza e spessore	c/t_w	56.00	[-]
Classificazione dell'anima per flessione	CLASSE 1		
Classificazione dell'anima per compressione	CLASSE 4		
Classificazione dell'ala inferiore			
Semi larghezza delle ali depurata dei raccordi o delle saldature	c	390	[mm]
Spessore delle ali	t_f	40	[mm]
Rapporto tra semi larghezza e spessore	c/t_f	9.75	[-]
Classificazione delle ali per flessione	CLASSE 3		
Classificazione dell'ala superiore			
Semi larghezza delle ali depurata dei raccordi o delle saldature	c	290	[mm]
Spessore delle ali	t_f	40	[mm]
Rapporto tra semi larghezza e spessore	c/t_f	7.25	[-]
Classificazione delle ali per flessione	CLASSE 1		

La sezione trasversale in acciaio può essere classificata a momento positivo in classe 1 (limite imposto dalla piattabanda superiore), a momento negativo in classe 3 (limite imposto dalla piattabanda inferiore). La sezione rientra in classe 4 solo per compressione dell'anima: in questo caso le verifiche dovranno far riferimento alla sezione efficace.

5.1.3.2 Verifiche di resistenza (SLU)

Si considera la sezione trasversale di classe 3 e pertanto, in base alle NTC § 4.3.4.2.1 le verifiche si eseguono con il metodo elastico (mantenimento delle sezioni piane, comportamento elastico-lineare della trave in acciaio, distribuzione tensionale di tipo parabola-rettangolo nella soletta in calcestruzzo se compressa), effettuando la sovrapposizione degli effetti fra i vari carichi agenti e verificando le tensioni allo SLU.

Le verifiche sono condotte in base alla combinazione di carico fondamentale con i carichi mobili assunti come azione variabile dominante:

$$1.35 \cdot G1 + 1.50 \cdot G2 + 1.20 \cdot Q_{rit} + 1.20 \cdot Q_{ced} + 1.35 \cdot Q + 1.20 \cdot 0.6 \cdot Q_T + 1.50 \cdot 0.6 \cdot Q_w$$

Per le travi composte acciaio-calcestruzzo le resistenze di calcolo dei materiali allo SLU sono le seguenti:

Acciaio carpenteria: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_A = 355 / 1.05 = 338.1 \text{ MPa}$ (acciaio S355)

Calcestruzzo: $f_{cd} = 0.85 f_{ck} / \gamma_C = 0.85 \times 37.35 / 1.50 = 21.17 \text{ MPa}$ (per $R_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$)

$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C = 0.7 f_{ctm} / \gamma_C = 1.56 \text{ MPa}$

Variazione termica in soletta positiva ($dT = +10^\circ\text{C}$)

TENSIONI NORMALI (N/mm ²)	q/trave (kN/m)	N _{SLU} (kN)	M _{SLU} (kNm)	SOLETTA		TRAVE		ATTACCO PIATTAB.	
				σ _{sup}	σ _{inf}	σ _{sup}	σ _{inf}	σ _{sup}	σ _{inf}
peso proprio (fase 1)	33.08		5124.2			161.5	-132.5	151.7	-122.7
finiture/perm (fase 2)	12.95		2228.9	2.49	1.46	26.3	-48.1	23.8	-45.7
ritiro (fase 2)		7310.0	1720.0	-1.75	-2.54	47.4	-10.0	45.5	-8.1
carichi mobili (fase 3)			6939.3	11.98	4.98	29.9	-138.3	24.3	-132.7
ΔT (fase 3)		1185.4	528.8	-0.22	-0.75	10.6	-2.2	10.2	-1.8
Q _w	4.37		451.4	0.78	0.32	1.94	-9.0	1.6	-8.6
c.d.c. UI / +ΔT / rit.=0		1185.4	7881.9	2.28	0.71	198.4	-182.8	185.7	-170.1
c.d.c. UI / -ΔT / rit.=0		-1185.4	6824.3	2.71	2.21	177.2	-178.5	165.3	-166.6
c.d.c. UI / +ΔT		8495.4	9601.9	0.53	-1.83	245.9	-192.8	231.3	-178.2
c.d.c. UI / -ΔT		6124.6	8544.3	0.96	-0.33	224.6	-188.5	210.9	-174.7
c.d.c. UII / +ΔT		8495.4	16541.3	12.52	3.14	275.7	-331.1	255.5	-310.9
c.d.c. UII / -ΔT		6124.6	15483.7	12.95	4.64	254.5	-326.8	235.1	-307.4
c.d.c. UII / +ΔT / rit.=0		1185.4	14821.2	14.26	5.69	228.3	-321.1	210.0	-302.8
c.d.c. UII / -ΔT / rit.=0		-1185.4	13763.6	14.69	7.19	207.1	-316.8	189.6	-299.3

Le verifiche risultano soddisfatte in quanto:

acciaio trave: $\sigma_{\max} = 331.1 \text{ N/mm}^2 < f_{yd} = 338.10 \text{ N/mm}^2$

calcestruzzo: $\sigma_{\max, \text{compr}} = 14.69 \text{ N/mm}^2 < 21.17 \text{ N/mm}^2$

5.1.4 STATI LIMITE ULTIMI DI STABILITÀ PER LA SEZIONE METALLICA

5.1.4.1 Verifica all'imbozzamento dei pannelli d'anima

I pannelli d'anima degli elementi strutturali, laminati oppure realizzati in soluzione composta saldata, devono essere verificati nei confronti dei fenomeni di instabilità dell'equilibrio allo stato limite ultimo.

Per quanto riguarda la stabilità di pannelli in parete sottile (classe 4) le NTC rimandano a normative di comprovata validità. Qui le verifiche vengono svolte in accordo a quanto indicato nella CNR 10011 §7.6.2.1.

La verifica s'intende soddisfatta quando:

$$\frac{\sigma_{cr, id}}{\sqrt{\sigma_1^2 + 3 \cdot \tau^2}} \geq \beta \cdot \nu$$

dove:

σ_1 e τ tensioni normale e tangenziale definite nei punti 7.6.1.4-7.6.1.5 delle Norme CNR-10011/97;

$\sigma_{cr,id}$ tensione di confronto da valutarsi come segue:

$$\sigma_{cr,id} = \sqrt{3} \cdot \tau_{cr} \text{ per } \sigma_1 = 0$$

$$\sigma_{cr,id} = \sigma_{cr} \text{ per } \tau = 0$$

$$\sigma_{cr,id} = \frac{\sqrt{\sigma_1^2 + 3 \cdot \tau^2}}{\frac{1 + \psi}{4} \cdot \frac{\sigma_1}{\sigma_{cr}} + \sqrt{\left(\frac{3 - \psi}{4} \cdot \frac{\sigma_1}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_1}{\tau_{cr}}\right)^2}} \text{ per } \sigma_1 \neq 0 \text{ e } \tau \neq 0$$

v coefficiente definito al punto 7.1 delle Norme CNR-10011/97: per quella agli Stati Limite Ultimi è pari a 1;

$$\beta = \frac{\sigma_N + 0.80 \cdot \sigma_M}{\sigma_N + \sigma_M} \text{ per } \alpha \leq 1.5; \beta = 1 \text{ per } \alpha \geq 1.5$$

essendo:

α rapporto tra la base a e l'altezza h del pannello di spessore t ;

σ_N, σ_M valori delle tensioni normali dovute allo sforzo normale N ed al momento flettente M ;

ψ coefficiente che definisce la legge di variazione lineare della σ ;

$$\sigma_{cr} = k_{\sigma} \cdot \sigma_{cr,o}$$

$$\tau_{cr} = k_{\tau} \cdot \sigma_{cr,o}$$

dove:

$\sigma_{cr,o} = 186200 (t/h)^2$ tensione di riferimento espressa in N/mm^2 ;

k coefficiente di imbozzamento, i cui valori si ricavano dal prospetto 7-VIII (CNR-10011/97) in funzione del coefficiente ψ e del rapporto $\alpha = a/h$. Qualora il rapporto tra il passo degli irrigidenti e l'altezza totale dell'anima sia maggiore di 1.5, i valori del coefficiente k_{τ} per le tensioni tangenziali devono essere moltiplicati per 0.8.

Nel caso in cui il valore calcolato di σ_{cr} risulti maggiore del limite di proporzionalità del tipo di acciaio impiegato per il pannello, da porsi convenzionalmente pari a $0.8 f_d$, alla tensione ideale di confronto deve essere sostituita una tensione di confronto ridotta $\sigma_{cr,red}$ ad essa corrispondente:

$$\sigma_{cr,red} = f_d \cdot \frac{20 + \sqrt{25 - 15 \cdot (f_y / \sigma_{cr,id})^2}}{25 + 15 \cdot (f_y / \sigma_{cr,id})^2}$$

La verifica risulta soddisfatta quando il rapporto σ_{cr}/σ_{id} è maggiore del fattore di sicurezza βv .

Il pannello d'anima misura $h = 945 \text{ mm}$ e $sp = 20 \text{ mm}$.

L'anima delle travi principali d'impalcato risulta irrigidita trasversalmente da nervature verticali con interasse di 5.30m. Non sono presenti irrigidimenti longitudinali.

Si ottiene:

$$\sigma_1 = 198.3 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_2 = -228.8 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = 80.50 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cr,0} = 59.40 \text{ N/mm}^2$$

$$k_\sigma = 23.90$$

$$k_\tau = 4.90$$

$$\sigma_{cr,id} = 789.6 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cr,red} = 316.1 \text{ N/mm}^2$$

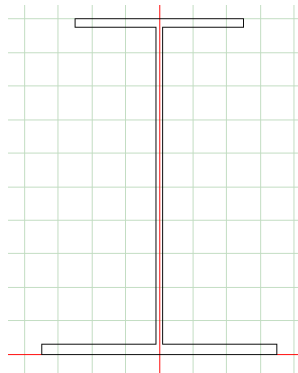
La verifica, quindi, risulta soddisfatta poichè:

$$\sigma_{cr,id} / \sigma_{cr,red} = 1.30 > \beta v = 1.0 .$$

5.1.4.2 Verifica di instabilità della piattabanda superiore in fase di getto

La verifica di instabilità della piattabanda compressa in fase di getto (fase 1) viene eseguita secondo le NTC §4.2.4.1.3.2, controllando non si verifichino fenomeni d'instabilità flessio-torsionali nel piano normale a quello di flessione, per via del peso proprio della trave di acciaio e del getto di completamento della soletta.

Caratteristiche della sezione:



bsup	=	600 mm	larghezza piattabanda superiore
binf	=	800 mm	larghezza piattabanda inferiore
tf,sup	=	40 mm	spessore piattabanda superiore
tf,inf	=	40 mm	spessore piattabanda inferiore
tw	=	20 mm	spessore anima
htot	=	1200 mm	altezza totale sezione
L	=	5.05 m	luce trave fra vincoli laterali (considerando solo i traversi)
Wpl,z	=	10112 cm ³	modulo di resistenza plastico rispetto asse forte
za	=	600 mm	quota di applicazione del carico rispetto a metà altezza sezione
γ	=	1.10	coefficiente di sicurezza per la resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali
fyk	=	355 MPa	

Deve risultare:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1$$

dove:

$$M_{Ed} = (393.2+1015.7) \times 1,35 = 1902 \text{ kNm} \quad \text{max momento flettente di calcolo} = M_{p.p.};$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y k}{\gamma_{M1}} = 10672 \text{ kNm} \quad \text{momento resistente di progetto per l'instabilità};$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2}} = 0.871 \quad \text{fattore di riduzione per instabilità flessio-torsionale};$$

$$\phi_{LT} = 0.5 \cdot [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT}^2 - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$$\alpha_{LT} = 0.21 \quad \text{fattore di imperfezione}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} f_y k}{M_{cr}}} = 0.449 \quad \text{coefficiente di snellezza adimensionale};$$

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(kL)^2} \left\{ \sqrt{\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 G I_T}{\pi^2 E I_z}} + (C_2 z_y - C_3 z_f)^2 - (C_2 z_y - C_3 z_f) \right\}$$

La verifica risulta soddisfatta in quanto:

$$M_{b,Rd} = 10672 \text{ kNm} > M_{Ed} = 1902 \text{ kNm}.$$

5.1.4.3 Verifica degli irrigidimenti trasversali

Al fine di garantire una adeguata rigidità flessionale del piatto di irrigidimento al §C4.2.4.1.3.4.1 si impone che la rigidità del piatto sia maggiore del valore minimo:

$$J_{st} \geq 0.75 h_w t_w^3 = 0.75 \times 945 \times 203 = 5.67 \times 10^6 \text{ mm}^4 \quad (\text{per } a/h_w > \sqrt{2})$$

Lungo tutto l'impalcato come irrigidimenti trasversali si sono utilizzati piatti disposti da un solo lato dell'anima di larghezza 200 mm e spessore 20 mm:

$$J = 20 \times 2203 / 12 + 20 \times 220 \times (220/2)^2 = 53.3 \times 10^6 \text{ mm}^4 > 5.67 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

Per evitare l'imbozzamento del piatto di irrigidimento, si verifica che la nervatura soddisfi le limitazioni dei rapporti larghezza-spessore secondo quanto stabilito al punto 7.2.6.2. della CNR 10011/97 per gli elementi in parete sottile delle aste compresse.

- Lo spessore dell'irrigidimento (20mm) deve essere non minore di quello della parete da irrigidire ($t_w = 20$ mm).
- La lunghezza dell'irrigidimento (200mm) sia maggiore di 10 volte il suo spessore ($10 \times 20 = 200$).
- Per sezioni aperte di tipo a) (pareti sottili con un bordo non irrigidito) e per acciaio S355 deve essere:

$$bp / tp \leq 12 \quad (\text{dal Prospetto 7-V})$$

con: bp larghezza del piatto di irrigidimento
 tp spessore del piatto di irrigidimento

da cui: $bp / tp = 200/20 = 10.0 < 12$.

5.1.4.4 Verifica per carichi concentrati

Secondo le indicazioni della CNR 10011/97 §7.6.3.1 deve risultare:

$$F / (tw \text{ beff}) = 84.8 \text{ N/mm}^2 \leq 230000/v [1+2 (hw/a)^2] (tw/hw)^2 = 102.2 \text{ N/mm}^2$$

dove:

F = 1898.8 kN carico concentrato applicato SLU
hw = 945 mm altezza dell'anima
a = 2525 mm interasse degli irrigidimenti trasversali
beff = 945 mm la minore tra le dimensioni a ed hw
tw = 20 mm spessore dell'anima
v = 1.0 coefficiente per verifiche agli stati limite

e anche:

$$F / (tw (c+2t)) = 220.8 \text{ N/mm}^2 \leq 1.15 fd = 371 \text{ N/mm}^2$$

c = 350 mm lunghezza del tratto sul quale è applicato il carico F
t = 40 mm spessore totale attraverso il quale si ripartisce il carico
fd = 322.7 N/mm² resistenza di calcolo agli stati limite per acciaio S355 = fy/1.1

5.1.5 VERIFICA DEI PIOLI

La collaborazione tra la trave metallica e la soletta è assicurata mediante pioli elettrosaldati all'ala della trave di acciaio. Per le verifiche si fa riferimento al punto 4.3.4.3.1 delle NTC.

5.1.5.1 Caratteristiche e limitazioni dimensionali

Pioli $\phi = 22$ mm, area $A_p = 380$ mm², altezza $h_p = 220$ mm

Caratteristiche geometriche della piolatura:

base collaborante	$b_c = 260$ mm
interasse trasversale (variabile)	$i_t = 260/2 = 130$ mm (3 pioli nelle zone di appoggio) = 260 mm (2 pioli nelle zone di campata)
interasse longitudinale	$i_l = 200$ mm

Caratteristiche geometriche della soletta e della piattabanda:

$h_c = 300$ mm	$d = 60$ mm	$t_s = 30$ mm	$b_s = 600$ mm
----------------	-------------	---------------	----------------

Per le limitazioni dimensionali le NTC al punto 4.3.4.3.1.1 rimandano a normative di comprovata validità; si fa quindi riferimento alle limitazioni delle CNR10016.

I pioli previsti soddisfano le limitazioni dimensionali di seguito riportate.

Limitazioni inerenti il diametro dei connettori:

$$8\text{mm} \leq \phi = 22\text{mm} \leq 26\text{mm}$$

$$6 \leq h_c/\phi = 14 \leq 15$$

$$t_s/\phi = 1.4 \geq 0.50$$

Limitazioni inerenti le distanze tra i connettori:

$$\text{interasse trasversale} \quad i_t \geq 5 \phi = 130\text{mm}$$

$$\text{interasse longitudinale} \quad 7\phi = 154 \leq i_l = 200\text{mm} \leq h_c = 300\text{mm}$$

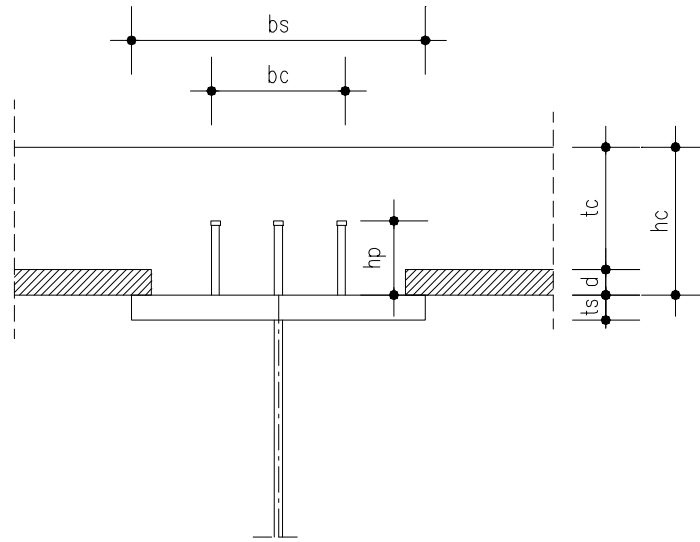
$$(b_s - b_c)/2 = 170\text{mm} \geq 2.5 * t_s = 75\text{mm} \text{ e comunque } \geq 25.0\text{mm}$$

Limitazioni inerenti l'altezza dei connettori:

$$h_p = 220\text{mm} \geq d + 0.6 * t_c = 60 + 0.6 * 240 = 204\text{mm}$$

L'altezza efficace dei pioli è da assumersi pari a:

$$h'_p = 4 \phi = 88 \text{ mm} \quad \text{essendo } h_p > 4\phi$$



5.1.5.2 Criteri di calcolo e sollecitazioni

I connettori sono dimensionati in base agli sforzi taglianti dovuti ai carichi permanenti ed ai sovraccarichi accidentali.

Per determinare il numero di connettori necessari nelle varie sezioni dell'impalcato si fa riferimento al valore della τ fornito dalle tabelle all'estradosso della trave d'acciaio nelle combinazioni di carico che producono il massimo taglio.

Tutte le sezioni (anche quelle nei pressi degli appoggi (e quindi tese superiormente), sede però generalmente dei massimi tagli), sono state prese in considerazione non parzializzate, in modo da determinare la massima τ , e quindi il massimo scorrimento fra trave e soletta.

Si riporta di seguito la verifica per la sezione significativa, vale a dire quella sulla spalla A.

A livello di sollecitazioni si è considerata la distribuzione dei carichi accidentali che massimizza lo sforzo di taglio.

Lo scorrimento in corrispondenza di una sezione generica per un tratto di lunghezza $\Delta x = 1\text{m}$ vale:

$$S = \tau * b * \Delta x$$

dove b è la larghezza convenzionale della piattabanda superiore, al netto dell'ingombro delle coppelle, sulla quale si valuta lo sforzo di scorrimento.

La resistenza di calcolo a taglio per il connettore $\phi=22\text{mm}$, di altezza efficace $4*\phi=88\text{mm}$, con un calcestruzzo di classe $R_{ck}=45$ (per il quale $f_{ck} = 0.83*40.0 = 37.35\text{N/mm}^2$), per un acciaio di tipo ST 37-3K risulta pari al minore dei due valori P_d così ricavati:

Crisi lato calcestruzzo:

$$P_{Rd,c} = 0.29\alpha d^2 (f_{ck} E_c)^{0.5} / \gamma_v = 0.29*1*22^2(37.35*25000)^{0.5} / 1.25 = 108.5 \text{ kN}$$

Crisi lato acciaio:

$$P_{Rd,a} = 0.8f_t(\pi d^2 / 4) / \gamma_v = 0.8*450*(3.14*22^2/4) / 1.25 = 109.5 \text{ kN}$$

essendo $\alpha = 1.0$ ($h_{sc}/d = 10 > 4$)

In presenza di azioni dinamiche (CNR-UNI 10016 – 2.2.1.5.): $P_{dinam.} = 0.8 * P_d = 86.8 \text{ kN}$

5.1.5.3 Verifiche delle piolature

Si prevede su ciascuna piattabanda superiore delle tre travi l'inserimento di 3 pioli/20 cm nelle zone presso le spalle e di 2 pioli/20cm nei tratti di campata.

L'indicazione dettagliata delle piolature prescritte è riportata nelle tavole grafiche; di seguito si riportano i calcoli della verifica della sezione di spalla.

Scorrimento: $S = 942.0 \text{ kN}$

Pioli prescritti su ogni piattabanda : $3 / 0.20\text{m} \rightarrow 15 \text{ pioli/m}$

Taglio su un piolo: $T = 942 / 15 = 62.8 \text{ kN} < P_{dinam}$

5.2 SOLETTA

La realizzazione della soletta d'impalcato è prevista con il sistema costruttivo "a prédalles", armate con tralicci tipo Bausta (o similari), autoportanti nei confronti del getto in opera della soletta ($s=6+24=30\text{cm}$).

La sezione trasversale dell'impalcato presenta larghezza complessiva di 17.50m circa, con superficie pavimentata di 15.40m, cordolo laterale di 1.20m da un lato e 0.90m dall'altro, come schematizzato nella figura seguente:

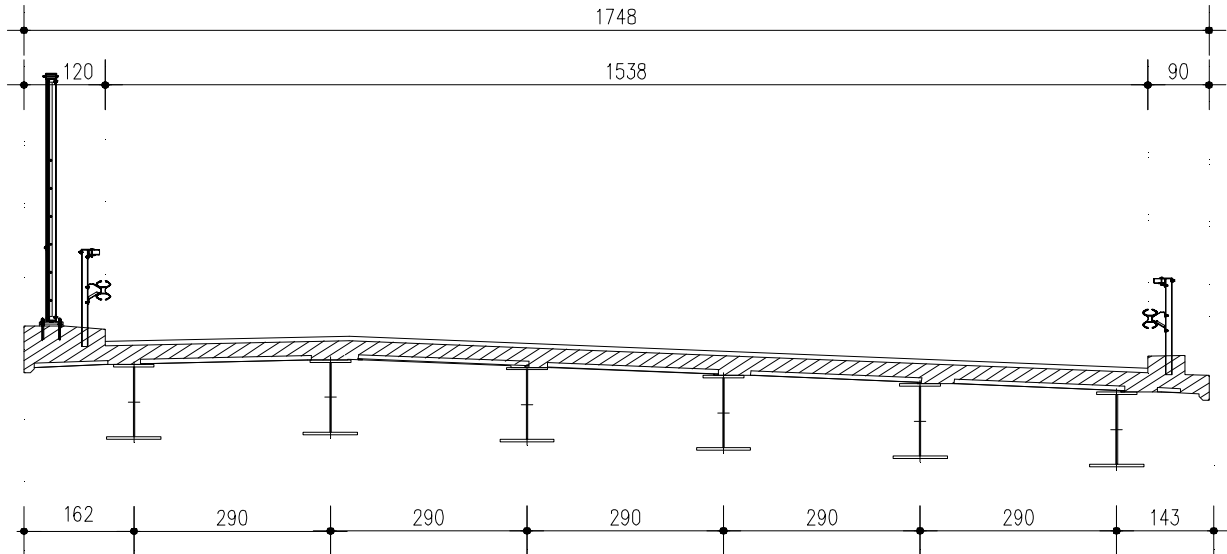


Figura 5.3 Sezione trasversale impalcato

Si verifica lo sbalzo interno in quanto di luce maggiore e soggetto ai carichi mobili:

Luce di calcolo sbalzo int. $L = 1.65 \text{ m}$

Luce di calcolo campata $L = 2.90 \text{ m}$

Spessore soletta $s_s = 0.31 \text{ m}$

Spessore pavimentazione $s_p = 0.12 \text{ m}$

Di seguito si eseguono le verifiche considerando il comportamento della soletta in senso trasversale.

Tali verifiche vengono condotte con riferimento a due fasi distinte:

- una prima fase, detta "provvisoria", in cui il getto integrativo è ancora in fase fluida e risultano efficaci le sole armature inserite nelle prédalles. Le azioni presenti sono costituite dal peso proprio delle lastre, dal getto integrativo e da un temporaneo sovraccarico accidentale dovuto al personale, ai piccoli mezzi d'opera e ad accumuli di conglomerato cementizio;
- una seconda fase, detta "definitiva", in cui nella soletta monolitica risultano efficaci sia le armature delle prédalles che quelle inserite in opera. Il calcolo delle sollecitazioni indotte dai carichi accidentali e permanenti verrà effettuato adottando una schematizzazione monodimensionale della sezione trasversale della soletta assumendo una striscia di larghezza unitaria. Lo schema statico adottato è quello di trave continua su cinque appoggi con sbalzi esterni.

5.2.1 VERIFICHE IN DIREZIONE TRASVERSALE

5.2.1.1 Fase provvisoria

Nella prima fase le prédalles hanno un comportamento schematizzabile a trave continua, soggetta al peso proprio, al getto integrativo ed al sovraccarico “di lavorazione” descritto nel precedente paragrafo. Le lastre non si sviluppano monoliticamente per tutta la larghezza dell'impalcato ma sono interrotte in corrispondenza delle piattabande delle travi principali; in tali zone risultano passanti solo le armature dei tralicci. In particolare sull'appoggio centrale la lastra tralicciata si interrompe completamente. Si prescrive quindi il getto della soletta dapprima nella fascia compresa fra le travi principali e dopo sugli sbalzi per scongiurare pericoli di ribalmento delle lastre.

Il calcolo delle sollecitazioni sugli sbalzi laterali e sulle campate centrali verrà condotto assumendo come luci di calcolo le lunghezze massime delle coppelle delle prédalles e detraendo da esse la misura della parte appoggiata (5cm).

Analisi dei carichi

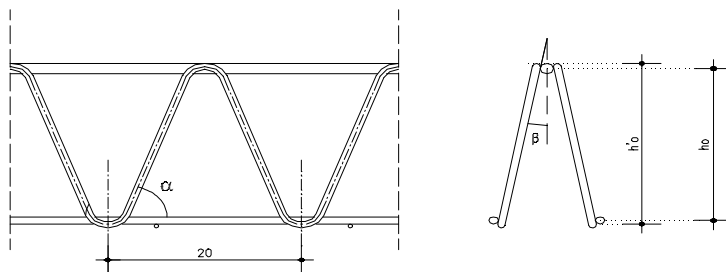
- | | |
|---------------------------|---|
| 1. Peso proprio prédalles | $g_1 = 1.35 * 0.06 * 25.00 = 2.03 \text{ kN/m}^2$ |
| 2. Getto integrativo | $g_2 = 1.35 * 0.24 * 25.00 = 8.10 \text{ kN/m}^2$ |
| 3. Sovraccarico | $g_3 = 1.50 * 1.00 = 1.50 \text{ kN/m}^2$ |
| 4. Veletta prefabbricata | $g_4 = 1.50 * 1.25 = 2.00 \text{ kN/m}$ |

Verifiche

Le verifiche vengono eseguite facendo riferimento allo Stato Limite Ultimo della sezione.

Si verifica che le tensioni sugli elementi metallici che costituiscono il traliccio siano inferiori alla tensione di calcolo ($f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$ per acciaio B450C) e che la stabilità degli elementi compressi risulti soddisfatta.

Di seguito si riporta una rappresentazione schematica del traliccio.



Altezza totale del traliccio: $h'_0 = 16.5 \text{ cm}$

Braccio della coppia resistente: $h_0 = h'_0 - (\phi_{cs} + \phi_{ci}) / 2 = 15 \text{ cm}$

Numero di tralicci nella lastra: 6 (interasse = 0.40m)

Larghezza lastra: 2.40 m

- Correnti inferiori:

$$A_s = 12\phi 14 = 12 \times 1.54 = 18.48 \text{ cm}^2/\text{lastra} \quad (n=15)$$

$$J_s = 1886 \text{ mm}^4$$

$$\rho = 3.50 \text{ mm}$$

$$L_0 = 20 \text{ cm}$$

$$\lambda_s = 57$$

$$\omega_s = 1.46 \quad \text{da Prosp. 7-IVc C.N.R. 10011/88}$$

- Correnti superiori:

$$A'_s = 6\phi 16 = 6 \times 2.01 = 12.06 \text{ cm}^2/\text{lastra} \quad (n=15)$$

$$J_s = 3217 \text{ mm}^4$$

$$\rho = 4.00 \text{ mm}$$

$$L_0 = 20 \text{ cm}$$

$$\lambda_{s'} = 50$$

$$\omega_{s'} = 1.34 \quad \text{da Prosp. 7-IVc C.N.R. 10011/88}$$

- Staffe:

$$A_{st} = 942 \text{ mm}^2/\text{lastra}$$

$$J_{st} = 491 \text{ mm}^4$$

$$\rho = 2.50 \text{ mm}$$

$$L_0 = 16.50 \text{ cm}$$

$$\lambda_{st} = 66$$

$$\omega_{st} = 1.64 \quad \text{da Prosp. 7-IVc C.N.R. 10011/88}$$

1) Sbalzo

La larghezza di degli sbalzi è misurata dall'asse della trave principale al filo esterno dello sbalzo stesso, per cui i valori di calcolo di tali grandezze sarà al netto di metà della larghezza della piattabanda (0.25m), e quindi pari a:

$$l_c = 1.65 - 0.30 = 1.35 \text{ m}$$

Si considera lo schema di mensola incastrata.

Sollecitazioni unitarie:

$$M = (2.03 + 8.10 + 1.50) \times 1.35 / 2 + 2.00 \times 1.35 = 10.55 \text{ kNm/m}$$

$$V = (2.03 + 8.10 + 1.50) \times 1.35 + 2.00 = 17.70 \text{ kN/m}$$

Sollecitazioni sulla lastra:

Larghezza lastra = 2.4 m

$M = 10.55 \times 2.4 = 25.32$ kNm/lastra

$V = 17.70 \times 2.4 = 42.48$ kN/lastra

Tensioni sugli elementi resistenti:

Trazione sui correnti superiori: $\sigma_s = 234.8$ N/mm² < $f_{yd} = 450/1.15 = 391$ N/mm² (acciaio B450C)

Compressione nei correnti inferiori: $\sigma'_s \omega_s = 153.2 \times 1.46 = 223.7$ < $f_{yd} = 391$ N/mm²

Compressione nelle staffe: $\sigma_{st} \omega_{st} = 50 \times 1.64 = 80$ N/mm² < $f_{yd} = 391$ N/mm²

Le verifiche risultano soddisfatte, in quanto le tensioni ottenute sono inferiori a $f_{yd} = 391$ N/mm².

2) Campata

Si assume la seguente luce di calcolo:

$$l_c = 2.90 - 0.50 = 2.40$$

Si considera lo schema di trave doppiamente appoggiata.

Nel calcolo, a favore di sicurezza, non viene considerata la presenza dello sbalzo laterale, ovvero non si considera il contributo favorevole dovuto al momento negativo indotto dallo sbalzo stesso.

Di seguito si riportano i carichi definiti in precedenza, i dati geometrici dei tralicci e il calcolo delle sollecitazioni e delle tensioni presenti nei singoli elementi dei tralicci.

Carichi			
	peso proprio predalle	2.03	kN/mq
	getto integrativo	8.10	kN/mq
	Sovraccarico	1.50	kN/mq
Geometria tralicci			
	numero di tralicci nella lastra	6	m
Corrente Superiore	∅ corrente superiore traliccio	16	mm
	area corrente sup.	201	mmq
	area correnti sup. / lastra	1206	mmq
	momento di inerzia corrente sup.	3217	mmq x mmq
	raggio di inerzia corrente sup.	4.00	mm
	lunghezza libera di inflessione	20	cm
	lambda correnti sup.	50	
	coeff. Omega	1.34	

Corrente Inferiore	∅ corrente inferiore traliccio	14	mm
	area corrente inf.	154	mmq
	numero di ferri inf. aggiuntivi	0	
	∅ ferri inf. aggiuntivi	20	mm
	area ferri aggiuntivi	314	mmq
	altezza totale traliccio	16.50	cm
	altezza utile traliccio	15.00	cm
staffe	∅ staffa traliccio	10	mm
	area staffa	79	mmq
	area staffe / lastra	942	mmq
	momento di inerzia staffa	491	mmq x mmq
	raggio di inerzia correnti inf.	2.50	mmc
	lunghezza libera di inflessione	16.50	cm
	lambda staffe	66	
	coeff. Omega	1.64	
	alfa	1.19	rad
beta	0.2038	rad	
	larghezza piattabanda	0	m
	lunghezza sbalzo	0	m
	lunghezza campata	2.40	m
	Momento indotto dagli sbalzi	0.00	kNm/m
	Sollecitazioni unitarie		
	M =	12.65	kNm/m
	T =	17	KN/m
	Sollecitazioni sulla lastra		
	larghezza lastra	2.40	m
	M =	29.35	kNm/lastra
	T =	40.47	kN/lastra
	S staffe	44.51	kN/lastra
	Tensioni sugli elementi		
	Trazione sui correnti inf.	105.9	N/mmq
	Compressione nei correnti sup.	217.3	N/mmq
	Compressione nelle staffe	77.5	N/mmq

Le verifiche risultano soddisfatte, in quanto le tensioni ottenute sono inferiori a $f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$.

5.2.1.2 Fase definitiva

Il calcolo delle sollecitazioni e le verifiche delle armature relativi alla fase definitiva sono eseguiti trascurando la “storia” dei carichi e la conseguente evoluzione delle tensioni dovuta alla costruzione per fasi della struttura, in quanto il calcolo viene eseguito allo Stato Limite Ultimo. Per le sezioni sollecitate da momento negativo si trascura la presenza dei ferri del traliccio delle prédalles in quanto già dalla fase provvisoria ereditano delle tensioni elevate e all'applicazione dei rimanenti carichi permanenti e dei carichi mobili raggiungono tensioni prossime allo snervamento. Assegnando alle armature della fase definitiva anche le sollecitazioni di quella provvisoria, si opera ad evidente favore di sicurezza.

5.2.1.3 Carichi permanenti

La valutazione delle sollecitazioni è stata fatta considerando lo schema statico di trave continua su cinque appoggi con sbalzi esterni, come indicato nelle figure seguenti. Le luci di calcolo sono riferite all'asse verticale delle travi metalliche. I momenti flettenti sono assunti positivi se tendono le fibre inferiori.

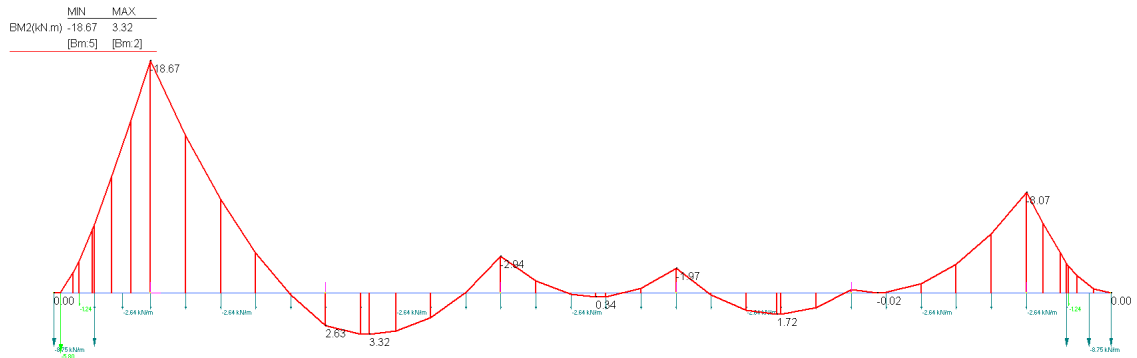
Si considera la pavimentazione estesa ad una larghezza di 15.40m.

1) Pesi strutturali G1

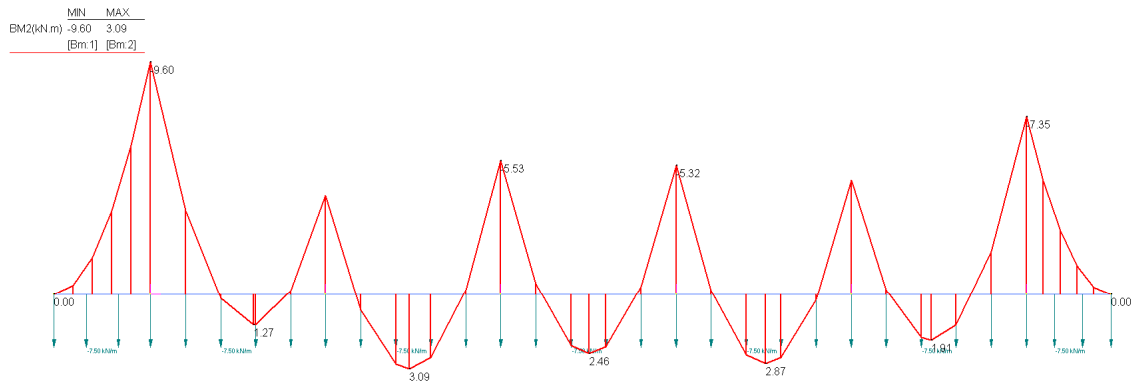
Peso proprio prédalles:	$g_{1'} = 0.06 * 25.00 = 1.50 \text{ kN/m}^2$
Getto integrativo sbalzo:	$g_{1''} = 0.24 * 25.00 = 6.00 \text{ kN/m}^2$

2) Pesi permanenti portati G2

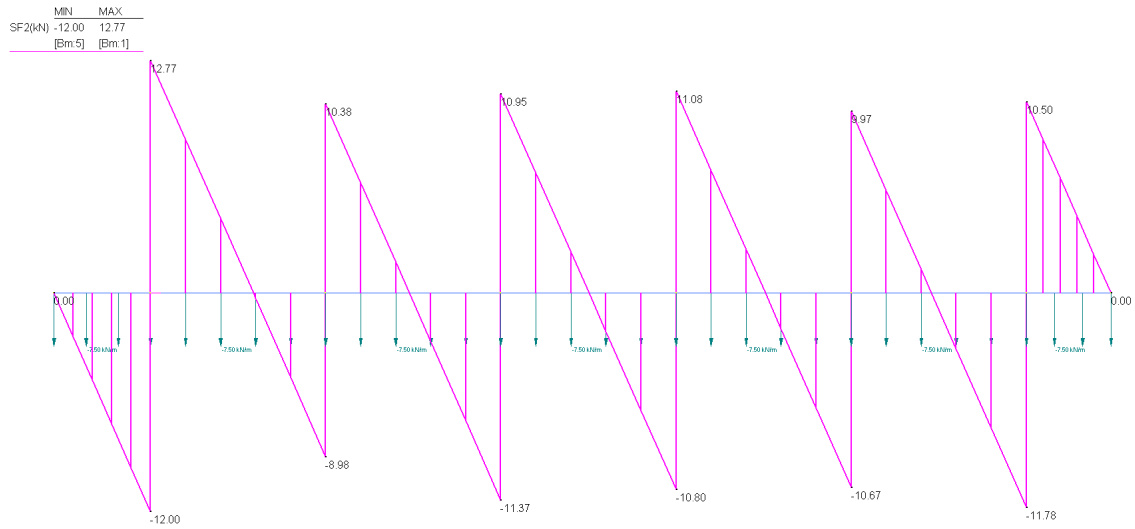
Cordoli:	$g_2 = 0.35 * 25.00 = 8.75 \text{ kN/m}^2$
Barriera antirumore h=4.50m:	$P_2 = 5.80 \text{ kN/m}$
Barriera sicurvita:	$P_3 = 1.24 \text{ kN/m}$
Pavimentazione:	$g_3 = 0.12 * 22.00 = 2.64 \text{ kN/m}^2$



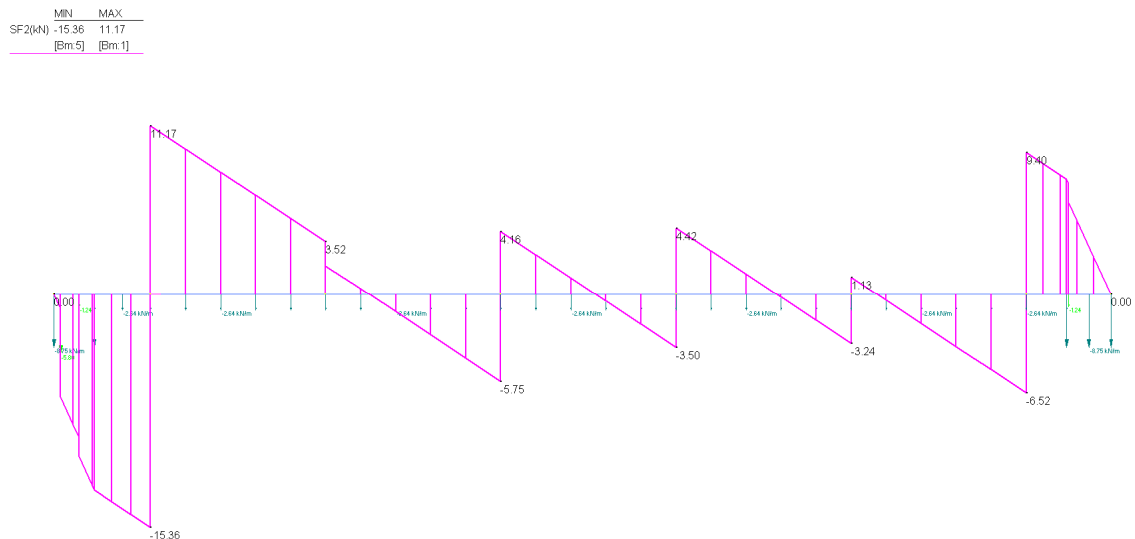
Fase definitiva – Peso predalles + getto integrativo (GI) - Momento flettente



Fase definitiva – Permanenti portati (G2) - Momento flettente



Fase definitiva – Peso predalles + getto integrativo (G1) - Taglio



Fase definitiva – Permanenti portati (G2) – Taglio

5.2.1.4 Carichi accidentali

Gli effetti dei carichi accidentali sono valutati disponendo q_1 (carichi mobili più gravosi) e q_8 (urto di veicolo in svio), definiti nei punti 5.1 delle NTC sui ponti stradali, nelle posizioni più sfavorevoli per il calcolo dei massimi momenti positivi e negativi e delle massime sollecitazioni taglianti. Gli effetti dinamici sono compresi nei valori considerati.

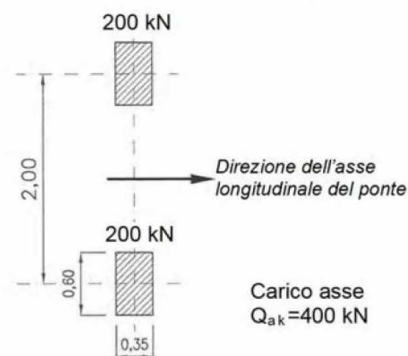
1) Sbalzo sx (maggiormente caricato)

- Carichi mobili più gravosi (q_1):

Si considerano gli Schemi di Carico 1 e 2 al fine di valutare quale dei due sia maggiormente gravoso.

Mentre il primo (valido sia per verifiche globali sia per verifiche locali) va disposto in asse corsia, il secondo (valido per verifiche locali) va considerato nella posizione più gravosa.

Il carico dello Schema di Carico 2 viene disposto con la prima ruota in adiacenza al cordolo come illustrato nella seguente figura:



Schema di carico 2
(dimensioni in [m])

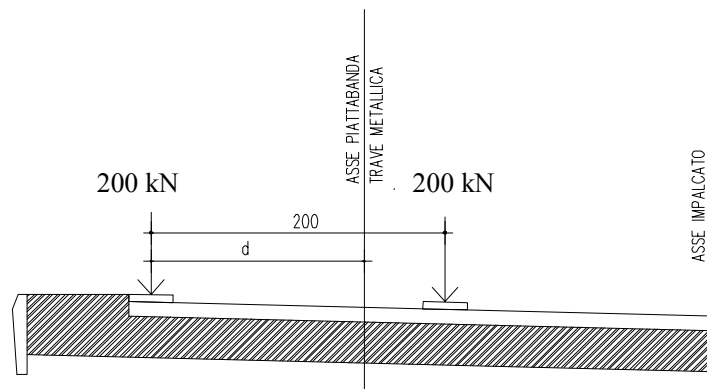


Figura 5.4 Disposizione dello Schema di Carico 2

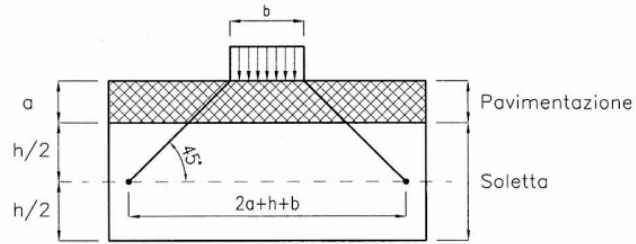
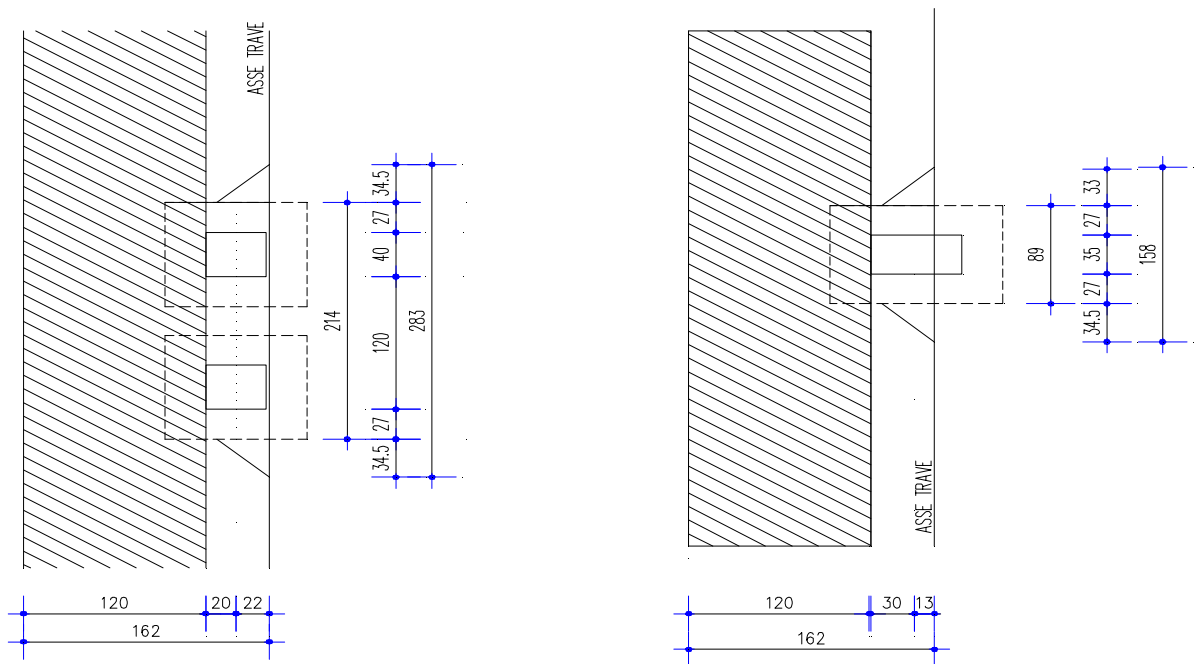


Figura 5.5 Diffusione dei carichi concentrati nella soletta



Base resistente per momento nei due schemi di carico

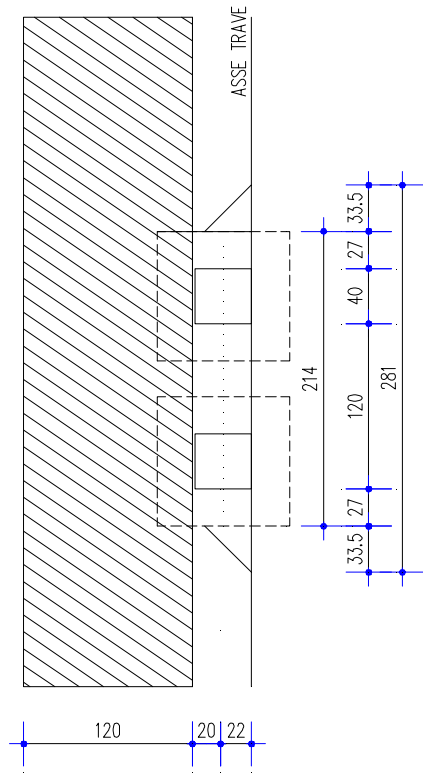


Figura 5.16 Base resistente per taglio nei due schemi di carico

Schema 1

Si assume come base resistente l'ingombro longitudinale (1.20 m) del carico diffuso verticalmente a 45° sino al piano medio della soletta aumentato del doppio della distanza del carico più esterno dalla sezione di incastro (asse piattabanda), ipotizzando anche in questo caso una sua diffusione (nel piano della soletta) a 45° verso quest'ultima.

Per il calcolo della base resistente al momento massimo si veda la **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**

$$B = 1.20 + 0.40 + 2 * 0.12 + 0.30 + 2 * 0.345 = 2.83 \text{ m}$$

$$M_{q1} = 300 / 2.83 * 0.22 + 9.00 * 0.42^2 / 2 = -24.1 \text{ kNm/m}$$

Per il calcolo della base resistente al taglio massimo le impronte si dispongono radenti all'asse trave:

$$B = 1.20 + 0.40 + 2 * 0.12 + 0.30 + 2 * 0.335 \approx 2.81 \text{ m}$$

$$T_{q1} = 300 / 2.81 + 9.00 * 0.21 = 108.7 \text{ kN/m}$$

Schema 2

Si assume come base resistente l'ingombro longitudinale (0.35 m) del carico diffuso verticalmente a 45° sino al piano medio della soletta aumentato del doppio della distanza del carico più esterno dalla sezione di

incastro (asse piattabanda), ipotizzando anche in questo caso una sua diffusione (nel piano della soletta) a 45° verso quest'ultima.

Per il calcolo della base resistente al momento massimo si veda la **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**

$$B = 0.35 + 2 * 0.12 + 0.30 + 2 * 0.345 = 1.58 \text{ m}$$

$$M_{q1} = 200 / 1.58 * 0.12 = -15.2 \text{ kNm/m}$$

Per il calcolo della base resistente al taglio massimo le impronte si dispongono radenti all'asse trave:

$$B = 0.35 + 2 * 0.12 + 0.30 + 0.60 + 0.60 \approx 1.58 \text{ m}$$

$$T_{q1} = 200 / 1.58 = 126.6 \text{ kN/m}$$

2) Campata e appoggio

- Carichi mobili più gravosi (q_1):

Si considera lo Schema di Carico 1 formato dalla prima e seconda corsia disposte affiancate; con la teoria delle linee di influenza si costruiscono i diagrammi delle sollecitazioni massime e minime generate dal carico agente in tutte le possibili posizioni sulla sede stradale.

Si assume come base resistente per il calcolo del carico equivalente, l'ingombro longitudinale del carico, diffuso a 45° sino al piano medio della soletta, aumentato di metà della luce di calcolo della campata su cui insiste il carico stesso.

$$B = 1.20 + 0.40 + 2 * 0.12 + 0.30 + 2.9 / 2 \approx 3.59 \text{ m}$$

Carico equivalente corsia n.1:

$$P_{eq.} = 300 / 3.59 = \mathbf{84 \text{ kN/m}}$$

Il carico viene diffuso nella soletta:

$$p_{eq} = 84 / (0.40 + 2 * 0.12 + 0.30) = 89 \text{ kN/m (per metro di larghezza di soletta)}$$

$$q_{eq.} = \mathbf{9.00 \text{ kN/m}}$$

Carico equivalente corsia n.2:

$$P_{eq.} = 200 / 3.59 = \mathbf{56 \text{ kN/m}}$$

Il carico viene diffuso nella soletta:

$$p_{eq} = 56 / (0.40 + 2 * 0.12 + 0.30) = 60 \text{ kN/m (per metro di larghezza di soletta)}$$

$$q_{eq.} = \mathbf{2.50 \text{ kN/m}}$$

Si riportano di seguito i diagrammi delle sollecitazioni; si nota che per gli sbalzi si deve comunque fare riferimento al punto precedente.

5.2.1.5 Urto di veicolo in svio

In seguito all'urto di un veicolo pesante tutti i piantoni della barriera di un certo tratto subiscono una rilevante deformazione plastica. Pertanto il momento flettente massimo alla base di un piantone in fase d'urto si può calcolare come il momento limite di plasticizzazione:

$$M_{pl} = f_y W_{pl}$$

essendo: f_y = tensione di snervamento

$W_{pl} = 2 S_x$ = modulo di resistenza plastico

S_x = momento statico di metà sezione rispetto al baricentro

Riguardo al valore della tensione di snervamento f_y da impiegare nel calcolo di M_{pl} , si osserva che non è corretto assumere la tensione caratteristica, in quanto essa rappresenta il frattile di ordine 0.05 della distribuzione statistica, ossia il valore che ha una probabilità del 5% di essere minorato.

Poiché in questo caso l'azione è proporzionale a f_y , si deve invece considerare il frattile di ordine 0.95 (probabilità del 5% di essere maggiorato), come per i valori caratteristici delle azioni.

La formula per il calcolo del valore caratteristico (frattile di ordine 0.05) è:

$$f_k = f_m - k s$$

con: f_m = valore medio

s = scarto quadratico medio

k = fattore funzione del numero n di risultati sperimentali; per $n=\infty$ $k=1.64$

(Tabella 11.2.IV del D.M. 14/09/05)

Il frattile di ordine 0.95 è invece dato da: $f'_k = f_m + k s = f_k + 2 k s$

Quindi, per calcolare f'_k a partire da f_k è necessario conoscere lo scarto quadratico medio s .

Al punto 11.2.4.8.2.4 (verifica periodica) dello stesso D.M. si prescrive che il coefficiente di variazione percentuale dello snervamento per acciaio compreso tra S235 ed S355 sia pari all'8%.

Indicando tale coefficiente con p , si ha:

$$p = s / f_m \quad s = p f_m$$

$$f_k = f_m - k s = f_m - k p f_m = f_m (1 - k p)$$

da cui si ricava il valore medio f_m in funzione di f_k :

$$f_m = \frac{f_k}{1 - k p}$$

Il frattile di ordine 0.95 si può quindi calcolare con:

$$f'_k = f_m + k s = f_m + k p f_m = f_m (1 + k p) = f_k \frac{1 + k p}{1 - k p}$$

Con $k = 1.64$ ($n=\infty$) e $p = 0.08$ (S355) risulta pertanto:

$$k p = 1.64 \times 0.08 = 0.1312$$

$$f_m = \frac{f_k}{1 - 0.1312} = 1.15 f_k$$

$$f'_k = f_k \frac{1 + 0.1312}{1 - 0.1312} = 1.30 f_k$$

Per l'acciaio S355J0WP (CORTEN A) con tensione caratteristica di snervamento

$f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$ si deve quindi considerare almeno:

valore medio $f_{ym} = 1.15 \times 355 = 408 \text{ N/mm}^2$

frattile 0.95 $f_{yk} = 1.30 \times 355 = 461 \text{ N/mm}^2$

NOTA: da prove eseguite su paletti HE 100 A la tensione di snervamento è risultata compresa tra 403 e 431 N/mm².

Per il piantone **HE 100 B**, avente modulo di resistenza plastico $W_{pl} = 2 \times 52.1 = 104 \text{ cm}^3$, il momento limite di plasticizzazione risulta pertanto:

$$M_{pl} = 461 \times 104 \times 10^{-3} = \mathbf{47.9 \text{ kNm}}$$

Essendo l'interasse dei piantoni $i = 1.33 \text{ m}$, il momento plastico per unità di lunghezza risulta:

$$M_{pl,i} = 47.9 / 1.33 = 35.9 \text{ kNm/m}$$

Il D.M. 14/09/05 prevede al punto 6.2.3.10 quale azione relativa all'urto di un veicolo in svio una forza pari a **100 kN** applicata ad un'altezza di **1.00 m** dal piano viario.

Per non superare il momento limite di plasticizzazione del montante con la forza prevista dal D.M., supponendo che la cerniera plastica si formi a 5 cm dalla superficie superiore del cordolo e che questa sporga 20 cm dal piano viabile, tale forza deve ripartirsi su una lunghezza di barriera pari a:

$$l_{ripart.pl} = 100.0 \times (1.00 - 0.20 + 0.05) / 35.9 = 2.37 \text{ m}$$

Tale larghezza corrisponde circa ad assumere la forza del D.M. distribuita su 0.50 m e ripartita a **45°** a partire da un'altezza di 1.00 m dal piano viario. Alla quota della cerniera plastica infatti:

$$l_{ripart.} = 0.50 + 2 \times 0.85 \tan 45^\circ = 2.20 \text{ m}$$

$$H_{urto} = 100.0 / 2.20 = 45.4 \text{ kN/m}$$

$$M_{urto} = 100.0 \times 0.85 / 2.20 = 38.6 \text{ kNm/m} \approx M_{pl,i} = 35.9 \text{ kNm/m}$$

Essendo inoltre il momento calcolato maggiore di quello di plasticizzazione, la ripartizione risulta essere prudentiale.

Le sollecitazioni nella soletta dovute all'urto di un mezzo pesante sulla barriera di sicurezza risultano:

$$l_{rip} = 0.50 + 2 * (1.00 + 0.12 + 0.31 / 2) \tan 45^\circ = 3.05 \text{ m}$$

$$H_{urto} = 100 / 3.05 = \mathbf{32.8 \text{ kN/m}}$$

$$M_{urto} = 32.8 * (1.00 + 0.12 + 0.31 / 2) = \mathbf{-41.8 \text{ kNm/m}}$$

Contemporaneamente all'azione d'urto si considera agente a 0.30 m dal bordo del cordolo una fila di ruote che supporta tutto il carico che provoca l'urto, schematizzabile con un carico di:

$$P/L = 160 / 10.0 = 16 \text{ kN/m}$$

con: $P = 160 \text{ kN}$ (peso del mezzo)

$$L = 10.0 \text{ m}$$
 (lunghezza del mezzo)

Si ricavano dunque le sollecitazioni:

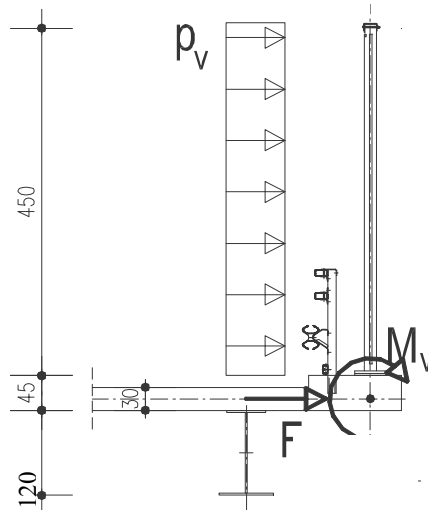
$$\mathbf{Mc.m.contemp. urto} = 16.0 \times (2.05 - 1.2 - 0.30) = 8.80 \text{ kNm/m}$$

$$\mathbf{Vc.m.contemp. urto} = 16.0 \text{ kNm/m}$$

5.2.1.6 Carico del vento

A favore di sicurezza si assume l'azione del vento agente sulla barriera antirumore, con pressione pari a $p_v = 2.50 \text{ kN/m}^2$.

Lo schema statico ed il caricamento relativo a tale azione è riportato nella figura seguente:



Schema dell'azione del vento sulla barriera

Si avranno le seguenti sollecitazioni:

$$N_{qv} = 2.50 \times 4.50 = 11.25 \text{ N/m}$$

$$M_{qv} = 11.25 \times (4.50/2 + 0.35 + 0.30/2) = 30.94 \text{ kNm/m}$$

5.2.1.7 Riepilogo delle sollecitazioni massime e combinazione di carico

Nelle seguenti tabelle si riportano le sollecitazioni nelle sezioni significative, che sono oggetto di verifica.

Le combinazioni sono fatte secondo i coefficienti del D.M. 2008:

SLU – UII Permanenti+urto: $1.35 \cdot G1 + 1.50 \cdot G2 + 1.50 \cdot Q_{urto} + 1.35 \cdot Q_{c.m. cont}$.

SLU – UII Permanenti+c.mobili+vento: $1.35 \cdot G1 + 1.50 \cdot G2 + 1.35 \cdot Q + 0.9 \cdot Q_w$

SLU – Eccezionale: $1.0 \cdot G1 + 1.0 \cdot G2 + 1.0 \cdot Q + 1.0 \cdot Q_{urto}$

SLE – Comb TI: $1.0 \cdot G1 + 1.0 \cdot G2 + 1.0 \cdot Q$

1) Sezione sbalzo ext:

Carichi	Momento flettente [kNm]	Taglio [kN]	Sforzo assiale [kN]
Peso proprio predalles+getto (G1)	-9.84	12.15	
Carichi permanenti portati (G2)	-20.63	18.67	
Carichi mobili (Q)	-24.1	126.6	
Urto di veicolo (Q_{urto})	-41.78		32.79
Carico vento (Q_w)	-30.94		11.25
Carichi mobili contemporanei all'urto ($Q_{c.m.cont}$)	-1.92	16.00	
Combinazioni			
SLU – UII – Permanenti + urto	-109.5	66.0	-49.3
SLU – UII – Permanenti + c.mobili + vento	-113.3	215.3	-10.1
SLU - Eccezionale	-96.4	157.4	32.79
SLE – TI	-54.6	157.4	

2) Sezione in campata:

Carichi	Momento flettente [kNm]	Taglio [kN]	Sforzo assiale [kN]
Peso proprio predalles+getto (G1)	3.1		
Carichi permanenti portati (G2)	3.3		
Carichi mobili (Q)	47.1		
Combinazioni			
SLU – UII	72.71		
SLE - TI	53.49		

3) Sezione in appoggio:

Carichi	Momento flettente [kNm]	Taglio [kN]	Sforzo assiale [kN]
Peso proprio predalles+getto (G1)	-7.35	11.37	
Carichi permanenti portati (G2)	-8.07	6.50	
Carichi mobili (Q)	-40.44	131.07 (*)	
Combinazioni			
SLU – UII	-76.62	202.04	
SLE - TI	-55.86	148.9	

(*) Valore di picco.

5.2.1.8 Verifiche di resistenza

Le verifiche di resistenza vengono condotte col metodo agli Stati Limite Ultimi utilizzando le sollecitazioni della combinazione fondamentale:

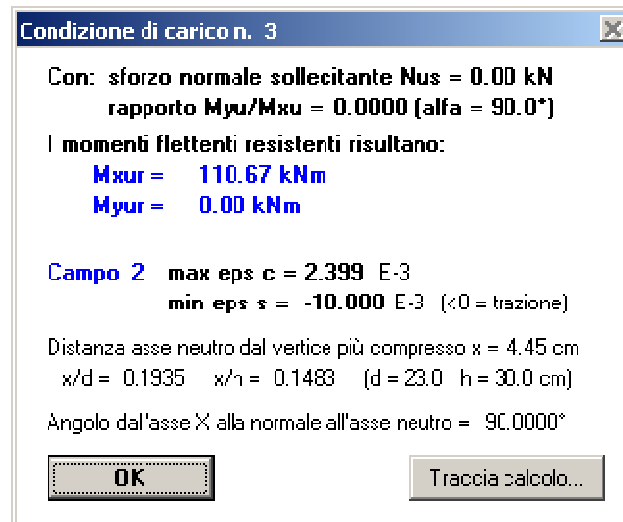
$$1.35 \cdot G_1 + 1.50 \cdot G_2 + 1.35 \cdot Q$$

Le verifiche vengono eseguite trascurando la presenza dei ferri del traliccio, considerando come armature efficaci sia i ferri inferiori integrativi inseriti nelle predalle sia i ferri in opera.

Quanto segue fa riferimento ad una sezione di verifica di base unitaria ed altezza pari allo spessore complessivo della soletta, compresa la predalle.

Verifica a flessione nella sezione di campata (Momento positivo max)

Larghezza b (cm)	100
Altezza h (cm)	30
Armatura Estradosso	1Φ22/12.5'' (As'=30.40cm ²)
Copriferro armatura superiore (cm)	5.00cm
Armatura Intradosso	1Φ20/25'' (As=12.56cm ²)
Copriferro armatura inferiore (cm)	7.00
Momento agente (kNm)	72.71



La verifica risulta soddisfatta in quanto il momento flettente sollecitante è inferiore al momento ultimo:

$$M_{Sd} < M_{Rd}$$

Verifica a flessione nella sezione in appoggio (Momento negativo min)

Larghezza b (cm)	100
Altezza h (cm)	30
Armatura Estradosso	1Φ22/12.5'' (A _s '=30.40cm ²)
Copriferro armatura superiore (cm)	5.00cm
Armatura Intradosso	1Φ20/25'' (A _s =12.56cm ²)
Copriferro armatura inferiore (cm)	7.00
Momento flettente (kNm)	-76.62
Taglio (kN)	202.04



La verifica risulta soddisfatta in quanto il momento flettente sollecitante è inferiore al momento ultimo:

$$M_{Sd} < M_{Rd}$$

Verifica a taglio nella sezione in appoggio:

Si riportano di seguito i calcoli di verifica dello stato limite ultimo per sollecitazioni taglienti:

V_{sd}	202.04	kN
N_{sd}	0.00	kN
R_{ck}	45.00	N/mm ²
f_{ck}	37.35	N/mm ²
γ_c	1.50	
f_{cd}	21.17	N/mm ²
f_{yd}	391.30	N/mm ²
b_w	1000	mm
h	300	mm
d	250	mm
ϕ	22	mm
n°	8	
A_{sl}	3040	mm ²
ρ_l	0.012	
σ_{cP}	0.000	N/mm ²
k	1.894	
v	0.558	
$V_{Rdc,min}$	202.76	kN
V_{Rdc}	139.43	kN
V_{Rd}	202.76	kN

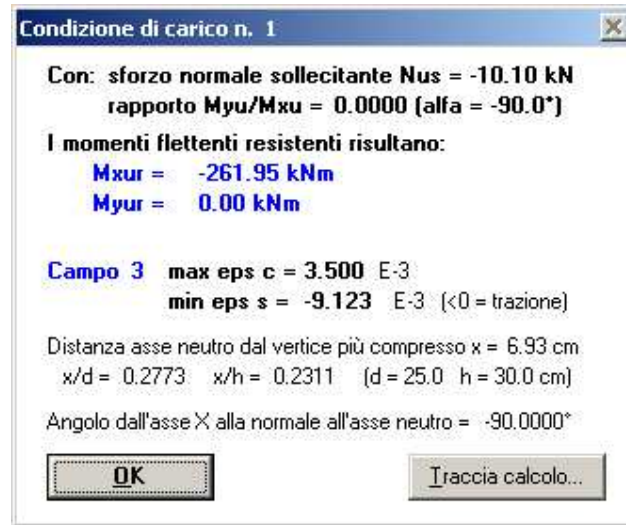
NB: Si fa presente che l'azione di taglio V_{sd} è stata calcolata considerando il valore puntuale di picco del taglio sulla soletta sotto l'azione dei carichi mobili.

La verifica risulta soddisfatta in quanto il taglio sollecitante è inferiore al taglio ultimo:

$$V_{sd} < V_{Rd}$$

Verifica a flessione nella sezione dello sbalzo:

Larghezza b (cm)	100
Altezza h (cm)	30
Armatura Estradosso	1 Φ 22/12.5'' ($A_s=30.40\text{cm}^2$)
Copriferro armatura superiore (cm)	5.00cm
Armatura Intradosso	1 Φ 20/25'' ($A_s=12.56\text{cm}^2$)
Copriferro armatura inferiore (cm)	7.00
Momento flettente (kNm)	-113.3
Sforzo assiale	10.1
Taglio (kN)	215.3



La verifica risulta soddisfatta in quanto il momento flettente sollecitante è inferiore al momento ultimo:

$$M_{Ed} < M_{Rd}$$

Verifica a taglio nella sezione dello sbalzo:

V_{Sd}	215.29	kN
N_{Sd}	0.00	kN
R_{ck}	45.00	N/mm ²
f_{ck}	37.35	N/mm ²
γ_c	1.50	
f_{cd}	21.17	N/mm ²
f_{yd}	391.30	N/mm ²
b_w	1000	mm
h	300	mm
d	250	mm
ϕ	22	mm
n°	8	
A_{sl}	3040	mm ²
ρ_l	0.012	
σ_{cP}	0.000	N/mm ²
k	1.894	
v	0.558	
$V_{Rdc, min}$	202.76	kN
V_{Rdc}	139.43	kN
V_{Rd}	202.76	kN

La verifica si considera soddisfatta in quanto lo schema di carico a mensola dello sbalzo fornisce risultati a favore di sicurezza rispetto alla condizione reale di trave continua ($V_{Sd, UII} = 176.13$ kN): $V_{Sd} \sim V_{Rd}$.

5.2.1.9 Verifica in condizioni eccezionali: urto di veicolo in svio

Viene considerata una condizione di carico eccezionale (SLU) nella quale alla forza orizzontale d'urto su sicurvia si associa un carico verticale isolato sulla sede stradale costituito dal Secondo Schema di Carico, posizionato in adiacenza al sicurvia stesso.

Verifica a tensoflessione nella sezione dello sbalzo:

Larghezza b (cm)	100
Altezza h (cm)	30
Armatura Estradosso	1Φ22/12.5'' ($A_s=30.40\text{cm}^2$)
Copriferro armatura superiore (cm)	5.00cm
Armatura Intradosso	1Φ20/25'' ($A_s=12.56\text{cm}^2$)
Copriferro armatura inferiore (cm)	7.00
Momento flettente (kNm)	-96.4
Sforzo assiale	32.79
Taglio (kN)	157.4



La verifica risulta soddisfatta in quanto il momento flettente sollecitante è inferiore al momento ultimo:

$$M_{Sd} < M_{Rd}$$

5.2.2 VERIFICHE IN DIREZIONE LONGITUDINALE

5.2.2.1 Verifiche di resistenza (SLU)

Si rimanda al paragrafo 5.1.3.2, dove sono riportate le verifiche delle sezioni miste acciaio-clc dell'impalcato. In particolare si nota che la tensione massima del calcestruzzo è sempre inferiore alla tensione limite $f_{cd} = 21.16 \text{ N/mm}^2$, a cui corrisponde la deformazione al limite elastico per un calcestruzzo di classe $R_{ck} 45$.

Armatura longitudinale prevista in soletta :

estradosso 1 Φ 20/25''

intradosso 1 Φ 20/25''

5.3 TRAVERSI

5.3.1 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

La sezione degli elementi è composta per saldatura e presenta le seguenti dimensioni:

Altezza tot trave in acciaio	1100 mm
Ala superiore	350x25
Anima	20x1050
Ala inferiore	350x25
Momento inerzia flessionale	105410 cm ⁴
Momento inerzia torsionale	126.0 cm ⁴
Modulo resistente elastico	3243.0 cm ³
Interasse traversi	5.46 m

5.3.2 SOLLECITAZIONI DI PROGETTO

Il momento flettente nella sezione di mezzeria del traverso dovuto ad un carico p nastriforme (distribuito lungo una linea) viene calcolato con la distribuzione di Massonet:

$$M = \frac{4 \cdot p \cdot b \cdot i}{\pi} \left[\mu(9) \sin \frac{\pi x}{2a} + \frac{\mu(39)}{3} \sin \frac{3\pi x}{2a} + \frac{\mu(59)}{5} \sin \frac{5\pi x}{2a} \right]$$

dove:

b = la semi-larghezza della piastra ortotropa equivalente (17.4/2 = 8.7 m)

i = l'interasse traversi (5.05 m)

μ = i coefficienti calcolati per l'eccentricità del carico

x = la distanza del traverso dall'appoggio

a = la semi-luce dell'impalcato (L/2 = 30.3/2 = 15.15 m)

Tutti i traversi hanno le medesime caratteristiche geometriche quindi si procederà alla verifica del solo traverso di mezzeria in quanto è quello maggiormente sollecitato. Non si considera la collaborazione con la soletta superiore.

Massimo momento positivo

Si ottiene disponendo verso l'asse centrale dell'impalcato la colonna di carico più pesante affiancata dalla corsia numero 2 del primo schema di carico proposto dalle NTC 2008:

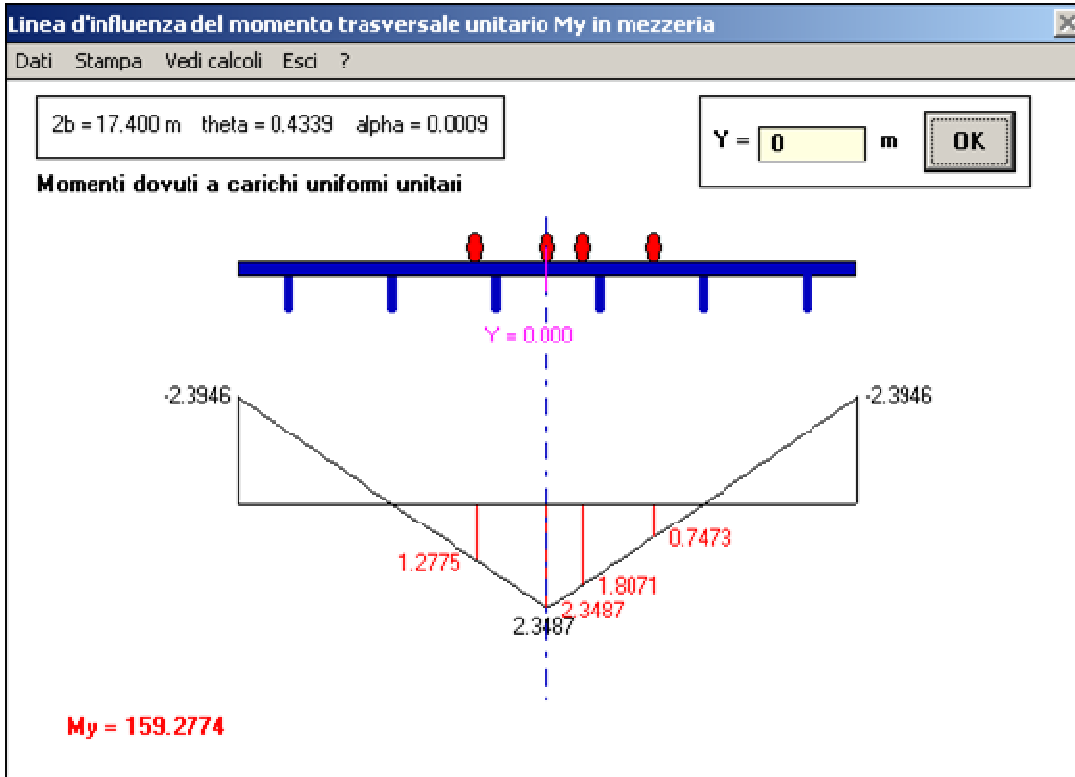
Corsia 1: $M_{1col} = 7463.55$ kN che equivale ad un carico distribuito pari a:

$$q_{equ,1col} = 8 \cdot M/l^2 = 65.03 \text{ kN/m} : 2 = 32.52 \text{ kN/m}$$

Corsia 2: $M_{2col} = 3770.71$ kN che equivale ad un carico distribuito pari a:

$$q_{equ,2col} = 8 \cdot M/l^2 = 32.86 \text{ kN/m} : 2 = 16.43 \text{ kN/m}$$

Si considera sia la corsia 1 presa singolarmente sia entrambe le corsie affiancate.

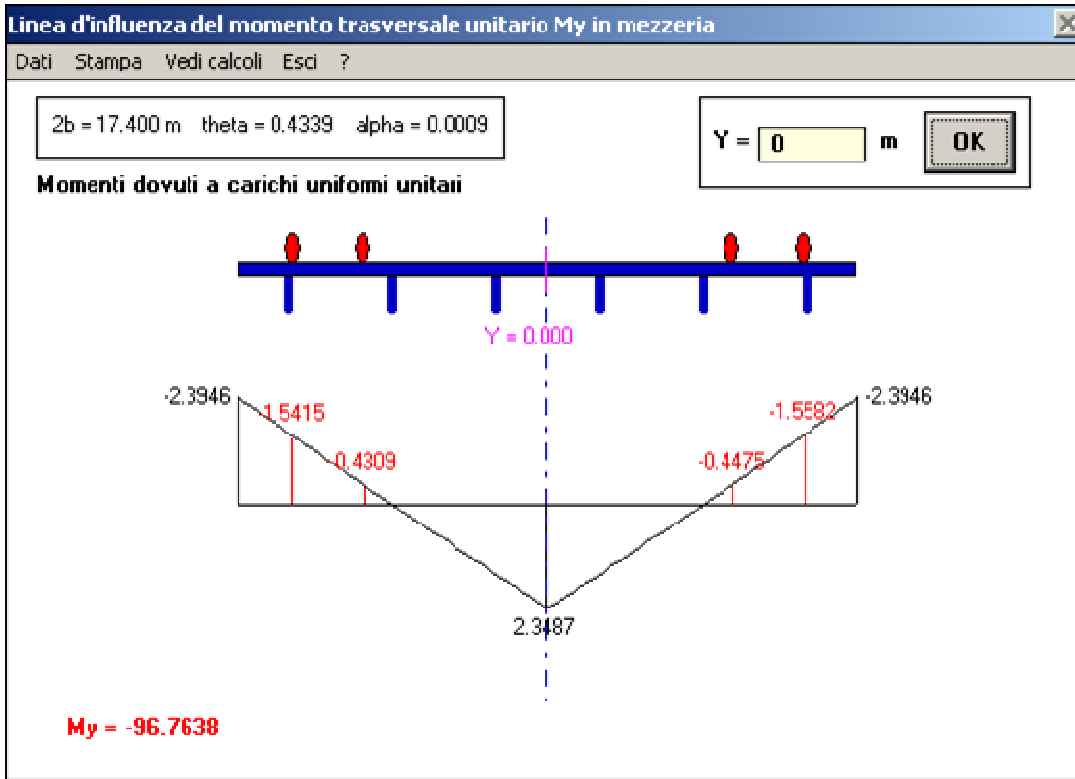


Dall'analisi della lastra ortotropa con il metodo di Massonet si ricava dunque:

$$M = 159.3 \cdot 5.05 = 804.4 \text{ kNm}$$

Massimo momento negativo

Si ottiene disponendo ai bordi dell'impalcato le due colonne di carico considerate in precedenza per il calcolo del massimo momento positivo (corsia numero 1 e numero 2).



Dall'analisi della lastra ortotropa con il metodo di Massonet si ricava dunque:

$$M = -96.8 \cdot 5.05 = -488.7 \text{ kNm}$$

5.3.3 VERIFICHE DI RESISTENZA

La verifica di resistenza si esegue con il metodo elastico (§ 4.3.4.2.1 NTC):

Sollecitazioni massime allo stato limite ultimo:

$$M_{sd} = 1.35 \cdot 804.4 = 1085.94 \text{ kNm/m}$$

Verifica di resistenza allo stato limite ultimo:

$$M_{el,Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_{yk}}{\gamma_{Me}} = \frac{3243 \cdot 355}{1.05} = 12702000 \text{ mm}^3 \cdot 355 \text{ N/mm}^2 / 1.05 = 4294.5 \text{ kNm} > M_{sd}$$

Tensione massima nell'acciaio:

$$\sigma_{max} = \frac{M_{sd}}{W_{el}} = \frac{919.9 \cdot 10^6}{3243 \cdot 10^6} = 1085.94 / 12702 \cdot 1000 = 85.5 \text{ N/mm}^2 < f_{yk} / 1.05 = 338.0 \text{ N/mm}^2$$

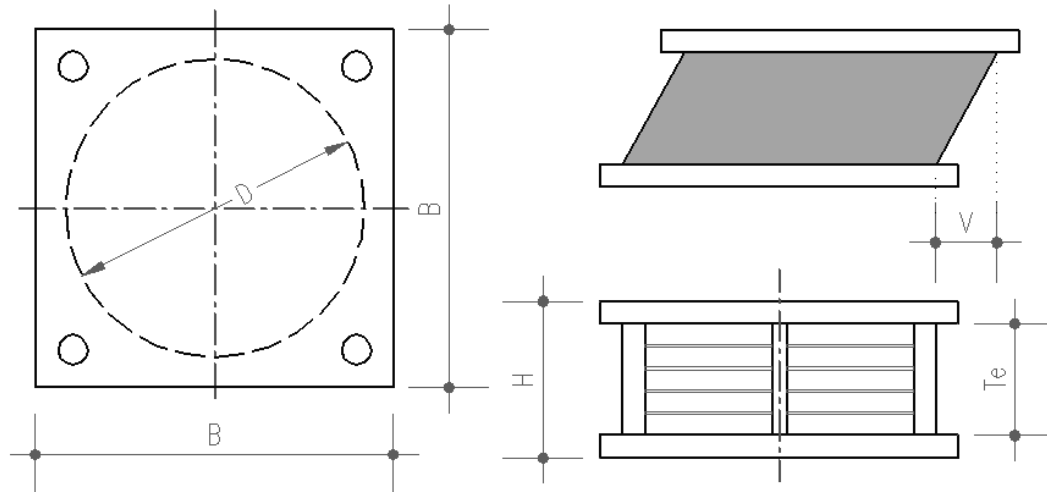
5.4 RELAZIONE DI CALCOLO APPOGGI

5.4.1 CARATTERISTICHE DEGLI APPARECCHI DI APPOGGIO

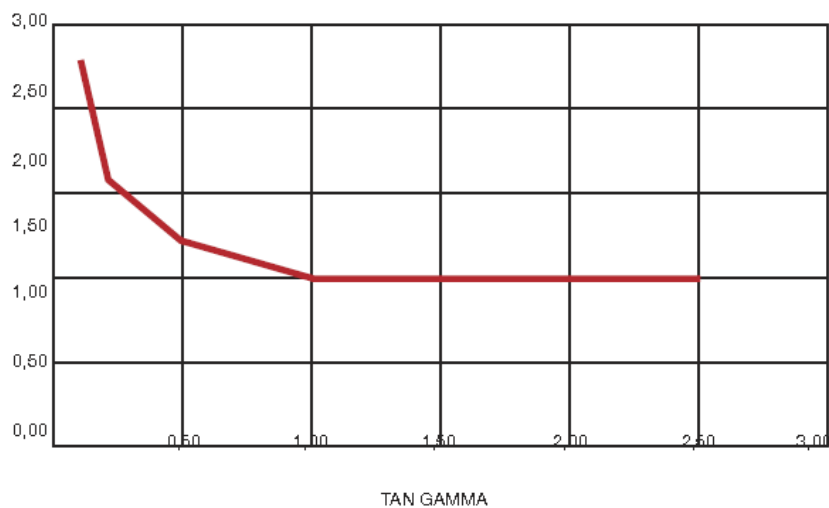
Per effettuare i calcoli di verifica si farà riferimento ad appoggi tipo HDRB della ditta "ALGA" precisando che tale riferimento è solo indicativo, in quanto questi apparecchi sono ormai prodotti dalle principali ditte del settore.

Le caratteristiche dimensionali e meccaniche degli apparecchi previsti sono descritte negli schemi e tabelle successive.

SCHEMA APPARECCHI DI APPOGGIO ELASTOMERICI



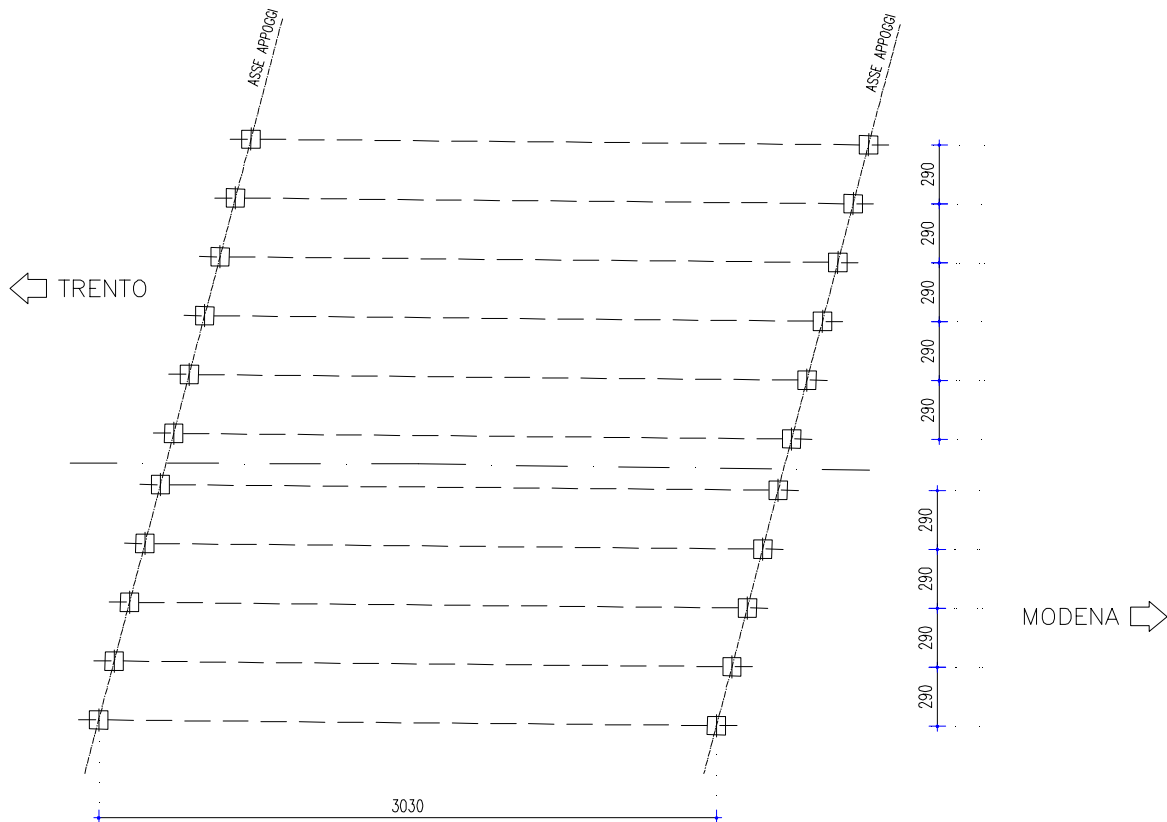
CURVA G/γ



Variatione relativa della rigidezza in funzione della deformazione tangenziale
Relative variation of stiffness as a function of shear strain (shear deformation)

Caratteristiche fisico-meccaniche delle mescole <i>Rubber compound physical-mechanical characteristic</i>		Miscela / Compound			
		Normale nd <i>/ Normal nd</i>	Morbida / <i>Soft</i>	Normale / <i>Normal</i>	Dura / <i>Hard</i>
Durezza / <i>Hardness</i>	Shore A3	50±3	40±3	60±3	75±3
Resistenza a rottura / <i>Tensile strength</i>	N/mm²	20	20	20	18
Allungamento a rottura / <i>Tensile strain</i>	%	600	750	600	500
Modulo di elasticità G / <i>G Modulus</i>	N/mm²	0,9	0,4	0,8	1,4
Smorzamento viscoso equivalente del solo elastomero / <i>Equivalent viscous damping</i>	%	4	10	10	16
Smorzamento viscoso equivalente dell'intero isolatore / <i>Equivalent viscous damping</i>	%	30<	10	10	16
Isolatore corrispondente / <i>Corresponding Isolator</i>		LRN	LRS / HDS	HDN	HDH

Per l'opera in progetto si prevede il seguente chema di disposizione degli appoggi, con isolatori sismici elatomerici ad alta dissipazione di caratteristiche riportate di seguito:

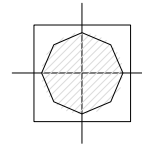


Schema appoggi

Si prevede l'impiego di un dispositivo tipo HDH D350 B400

Carico max verticale (SLU)	Spostamento orizzontale max	Rigidezza orizzontale	Dimensioni			
Fmax (kN)	V(kN)	Kr (kN/mm)	D (mm)	B (mm)	H (mm)	Te (mm)
3500	146	1.60	350	400	198	84

APPOGGI TIPO A



DATI APPARECCHI DI APPOGGIO

<u>DISPOSITIVI DI APPOGGIO SU SPALLA</u>	
Tipo di appoggio	HDH D350
Spostamento orizzontale massimo in sisma (S.L.U.)	150 mm
Coefficiente di smorzamento equivalente (ξ)	0.16 mm
Diametro gomma (ϕ D)	350 mm
Altezza totale (H)	198 mm
Piastra di base (Z)	400 mm
Modulo di elasticità G (per scorrimento del 100%)	1.4 MPa

CARATTERISTICHE FISICO MECCANICHE HDRB

<i>Durezza</i>	<i>Resistenza a rottura</i>	<i>Allungamento a rottura</i>	<i>Modulo G (scorrimento 100%)</i>	<i>Smorzamento viscoso equivalente</i>
Shore A3	N/mm ²	%	N/mm ²	%
75 ± 3	18	500	1.4	16

5.4.2 AZIONI SUGLI APPOGGI

Si effettua il dimensionamento per gli appoggi della via nord.

N. travi	n = 6
Luce di calcolo	L = 30.30m
Retrotrave	R = 0.90m
Larghezza impalcato	B = 17.50m

5.4.3 CARICHI STATICI

Dalla relazione di calcolo dell'impalcato risulta che il carico massimo sull'appoggio più caricato è:

CARICHI	SLE	γ_{SLU}	SLU	γ_{Sism}	SISMA
Peso proprio struttura (G_1)	143.17 kN	1.35	193.28 kN	1.0	143.17 kN
Peso proprio soletta (G_1)	357.92 kN	1.35	483.19 kN	1.0	357.92 kN
Carichi permanenti (G_2)	196.16 kN	1.5	294.24 kN	1.0	196.16 kN
Carichi mobili (Q)	687.51 kN	1.35	928.14 kN	0	0 kN
TOTALE	1384.76 kN		1898.85 kN		697.25 kN

5.4.4 SISMA

Il calcolo che segue ha un carattere orientativo, in linea con le premesse convenute di seguire la normativa precedente (D.M. 14/01/08); tuttavia è stato effettuato con lo scopo di vedere l'adeguatezza del sistema di vincolo previsto, anche con riferimento alle normative tuttora in fase sperimentale.

L'elastomero che realizza questi apparecchi ha un comportamento non lineare diventando più deformabile (minor modulo G) ad elevati scorrimenti (γ può superare il 100%).

Pertanto l'individuazione delle grandezze che intervengono nei calcoli ad interpretare il funzionamento in fase sismica, fra loro collegate da legami non lineari, parte da ipotesi di tentativo essenzialmente sul periodo proprio del sistema, o sulle deformazioni di scorrimento.

Lo smorzamento equivalente per questo tipo di appoggio è pari a:

$$\xi = 0.16 = 16\%$$

Avremo quindi

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} = 0.6901$$

Secondo quanto detto in precedenza ipotizziamo, per lo svolgimento dei calcoli, uno scorrimento dell'appoggio pari a:

$$\gamma_{sis} = 50\% \Rightarrow G_{50\%} = 1.4 \text{ N/mm}^2$$

Le rigidezze degli appoggi saranno pari a:

$$K_i = \text{rigidezza del singolo appoggio} = 1.6 \text{ kN/mm}$$

$$K = \text{rigidezza totale degli appoggi} = K_i * 2 * 6 = 19.20 \text{ kN/mm}$$

La massa dell'impalcato è pari a:

CARICHI	SLE	Luce calcolo	Massa
Peso proprio struttura (G_1)	52.50 kN/m	31.20	1638.00 kN
Peso proprio soletta (G_1)	131.25 kN/m	32.10	4213.13 kN
Carichi permanenti (G_2)	71.93 kN/m	32.10	2309.03 kN
TOTALE	255.68 kN/m		8160.16 kN

Il periodo proprio dell'impalcato sarà quindi pari a:

$$T = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{M/K} = 1.295 \text{ s}$$

Di seguito si riporta lo spettro per lo stato limite ultimo SLV, per il calcolo delle sollecitazioni che l'impalcato trasmette alle sottostrutture attraverso gli appoggi, e lo spettro per lo stato limite ultimo SLC per il calcolo dello spostamento massimo ed il dimensionamento del dispositivo d'appoggio.

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.258 g
F_o	2.406
T_C	0.287 s
S_S	1.000
C_C	1.000
S_T	1.000
q	1.225

Parametri dipendenti

S	1.000
η	0.816
T_B	0.096 s
T_C	0.287 s
T_D	2.634 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(S + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.258
$T_B \leftarrow$	0.096	0.508
$T_C \leftarrow$	0.287	0.508
	0.398	0.365
	0.510	0.285
	0.622	0.234
	0.734	0.198
	0.845	0.172
	0.957	0.152
	1.069	0.136
	1.181	0.123
	1.292	0.113
	1.404	0.104
	1.516	0.096
	1.628	0.089
	1.739	0.084
	1.851	0.079
	1.963	0.074
	2.075	0.070
	2.186	0.067
	2.298	0.063
	2.410	0.060
	2.522	0.058
$T_D \leftarrow$	2.634	0.055
	2.699	0.053
	2.764	0.052
	2.829	0.052
	2.894	0.052
	2.959	0.052
	3.024	0.052
	3.089	0.052
	3.154	0.052
	3.219	0.052
	3.284	0.052
	3.349	0.052
	3.414	0.052
	3.479	0.052
	3.545	0.052
	3.610	0.052
	3.675	0.052
	3.740	0.052
	3.805	0.052
	3.870	0.052
	3.935	0.052
	4.000	0.052

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLC

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLC
a_g	0.285 g
F_o	2.381
T_C	0.289 s
S_S	1.000
C_C	1.000
S_T	1.000
q	1.225

Parametri dipendenti

S	1.000
η	0.816
T_B	0.096 s
T_C	0.289 s
T_D	2.739 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.285
$T_B \leftarrow$	0.096	0.554
$T_C \leftarrow$	0.289	0.554
	0.406	0.395
	0.523	0.307
	0.639	0.251
	0.756	0.212
	0.873	0.184
	0.989	0.162
	1.106	0.145
	1.223	0.131
	1.339	0.120
	1.456	0.110
	1.573	0.102
	1.689	0.095
	1.806	0.089
	1.923	0.083
	2.039	0.079
	2.156	0.074
	2.272	0.071
	2.389	0.067
	2.506	0.064
	2.622	0.061
$T_D \leftarrow$	2.739	0.059
	2.799	0.057
	2.859	0.057
	2.919	0.057
	2.979	0.057
	3.039	0.057
	3.099	0.057
	3.159	0.057
	3.219	0.057
	3.279	0.057
	3.339	0.057
	3.400	0.057
	3.460	0.057
	3.520	0.057
	3.580	0.057
	3.640	0.057
	3.700	0.057
	3.760	0.057
	3.820	0.057
	3.880	0.057
	3.940	0.057
	4.000	0.057

Lo spettro di risposta elastico è quindi dato dall'espressione

$$S_e(\text{SLC}) = 0.124g$$

La forza sismica complessiva è quindi pari a

$$F_{\text{sis}} = M \cdot S_e = 8160.16 \text{ kN} \cdot 0.124 = 1011.9 \text{ kN}$$

$$F_{\text{sis},i} = \text{forza sismica sul singolo appoggio} = 1011.9 / (2 \cdot 6) = 84.32 \text{ kN}$$

Lo spostamento e lo scorrimento angolare dovuto a questa forza sarà pari a

$$\Delta L_{\text{sis}} = F_{\text{sis},i} / K_i = 84.32/1.60 = 52.70 \text{ mm}$$

$$\gamma_{\text{sis}} = \Delta L_{\text{sis}} / T_e = 52.70/84 = 0.62 = 62\%$$

Come si nota l'entità dello scorrimento calcolato coincide sostanzialmente con il valore ipotizzato inizialmente, il che assicura sulla correttezza dei calcoli effettuati.

6 RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

6.1 GEOMETRIA DELLA STRUTTURA

La geometria è quella riportata nelle seguenti figure (7.1, 7.2, 7.3)

PIANTA FONDAZIONE E SPICCATO ELEVAZIONE

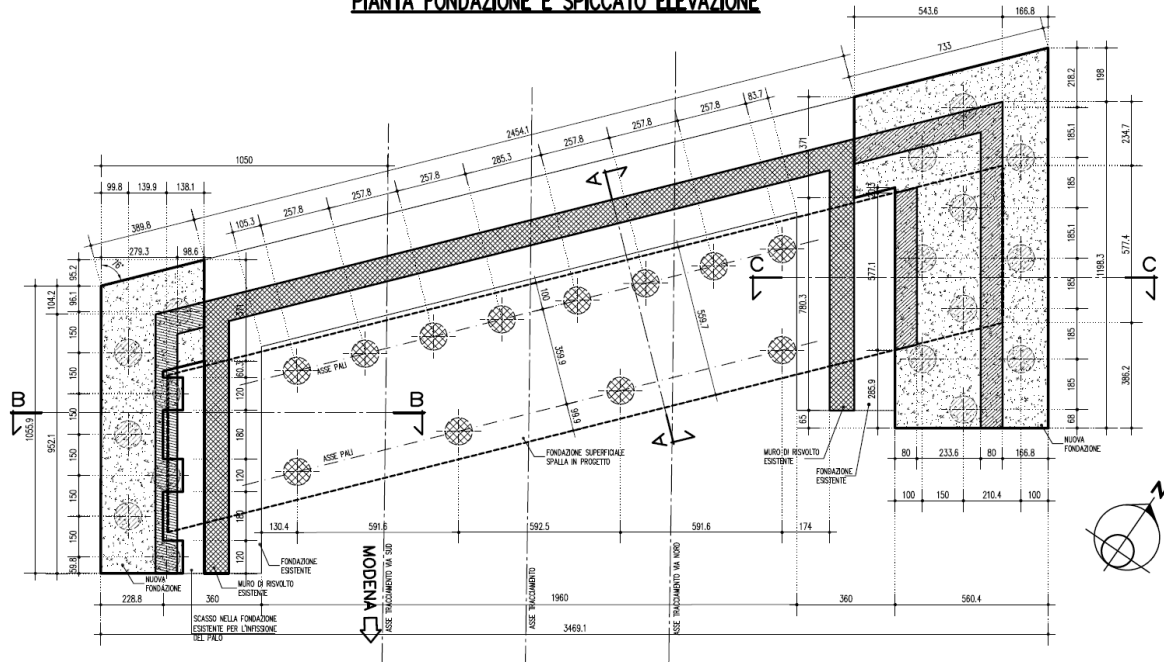


Figura 6.1 Pianta generale delle fondazioni

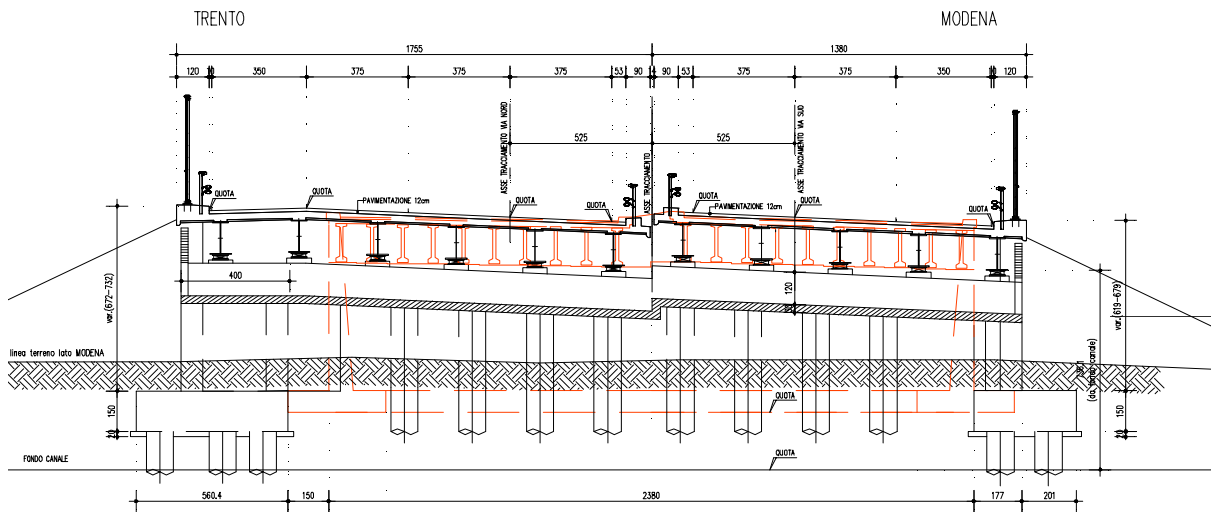


Figura 6.2 Vista frontale in retto impalcato

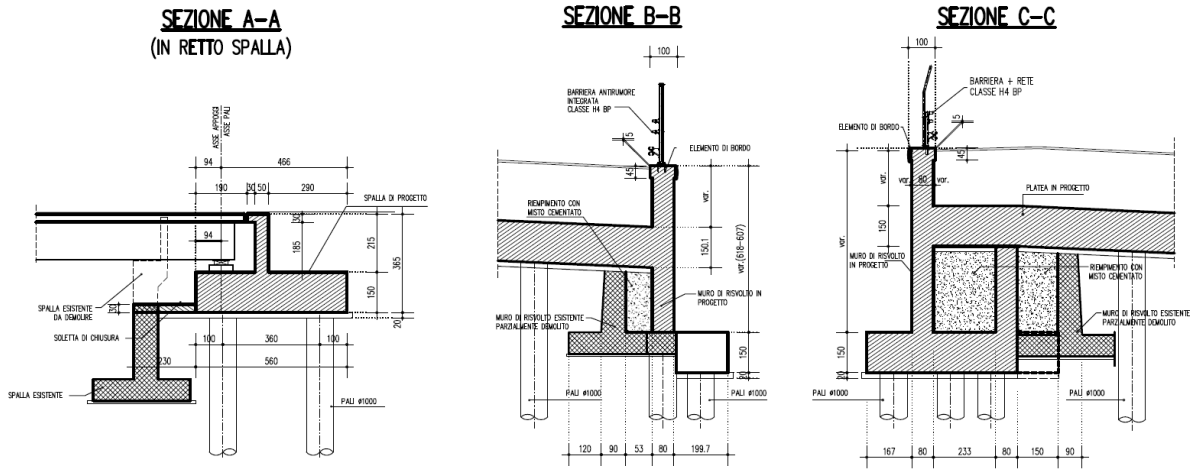


Figura 6.3 Sezione longitudinale e trasversale

6.2 SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA

Di seguito, vengono riportate le verifiche delle strutture costituenti la spalla in oggetto; esse sono state condotte utilizzando gli usuali metodi di verifica adottati per tali strutture, nel pieno rispetto delle normative vigenti in materia.

6.2.1 SPALLA

La spalla è l'elemento principale di verifica: è quindi stata implementata come struttura ogni sua parte.

Pali

I pali sono schematizzati come elementi frame di rigidezza equivalente al palo in oggetto (modulo elastico relativo al materiale, area relativa all'elemento) immerso in un suolo elastico alla Winkler; la schematizzazione del terreno viene quindi fatta tramite "line spring", molle linari nelle 2 direzioni principali dell'elemento.

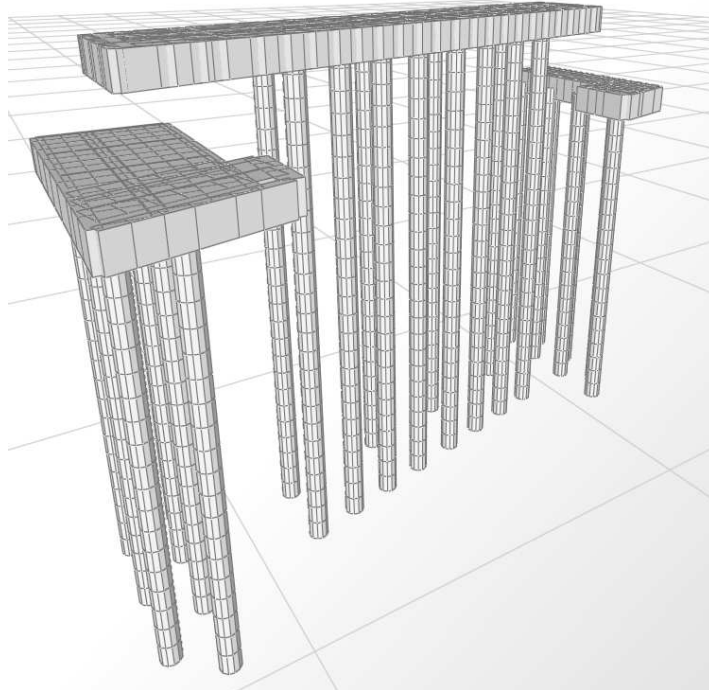


Figura 6.4 Vista 3D modello

Fondazioni di nuova costruzione

Le fondazioni a platea su due livelli sono state schematizzate come reticolo di frame. La dimensione di tali frame è quella pari all'interasse fra gli stessi elementi del reticolo per la base mentre l'altezza è quella della platea stessa. Gli elementi shell sopra a tale reticolo, che riprendono la forma della platea, sono serviti solo per l'introduzione dei carichi di superficie quindi ad essi sono stati conferiti rigidezza e peso nulli.

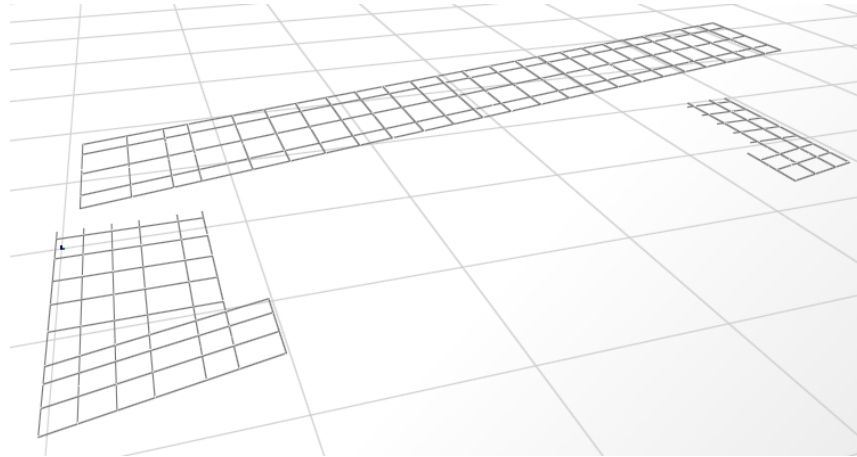


Figura 6.5 Schema griglia di fondazione

Elevazione

I muri di risvolto e il muro paraghiaia sono stati schematizzati come elementi shell.

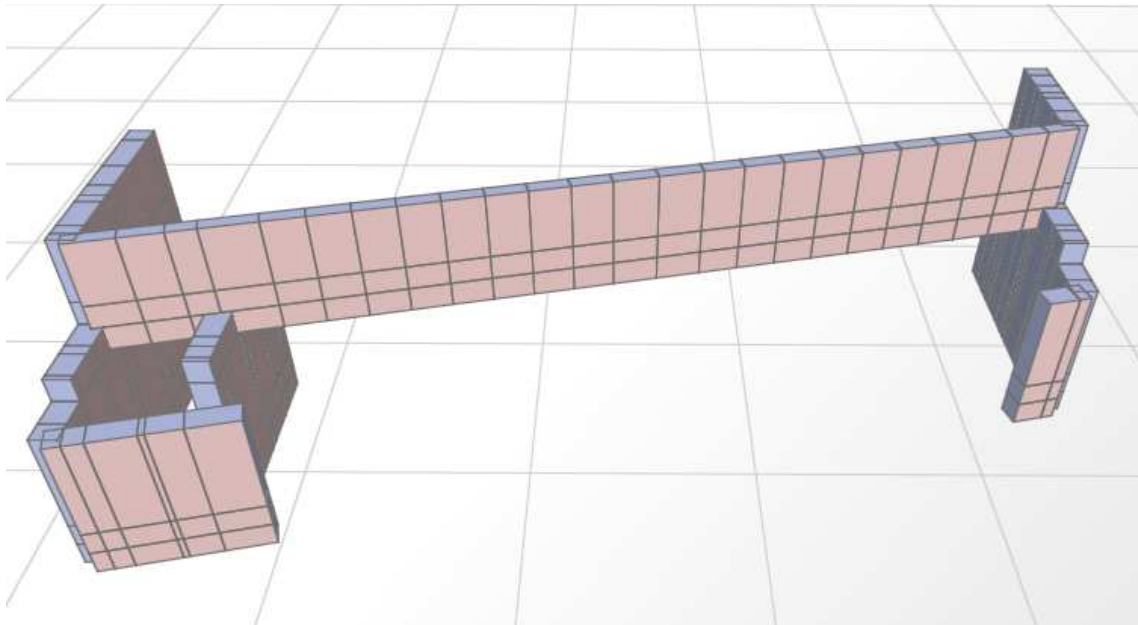


Figura 6.6 Vista 3D paraghiaia, spalle, risvolti

Elementi accessori

Gli altri elementi (frames) introdotti nel modello relativamente alla spalla sono quelli denominati “rigidi” funzionali ad una corretta schematizzazione della struttura e dotati di peso nullo, modulo elastico elevato e area elevata. Si tratta degli elementi di schematizzazione di: barriere, appoggi e altri frames funzionali alla corretta schematizzazione del modello.

6.2.2 IMPALCATO

Per la struttura della spalla l'impalcato rappresenta un carico che deve essere correttamente trasmesso alla struttura sottostante. Per tale motivo si sono implementati degli elementi fittizi di ausilio denominati: appoggi, traversi (T.C1, T.C2 e T.Cordolo) e barriera.

Per quanto riguarda gli appoggi si tratta di elementi tipo "frame" con sezione fittizia circolare (1m di diametro) e costituiti da un materiale fittizio "nullo" caratterizzato da un peso specifico nullo.

I traversi sono stati funzionali all'introduzione dei carichi mobili da ponte. Si tratta di elementi tipo "frame" con sezione fittizia circolare (1m di diametro) e materiale "rigido" caratterizzato da un peso specifico nullo e modulo elastico molto elevato. Il peso proprio è stato introdotto direttamente con i carichi e l'elevata rigidità della sezione ha consentito un trasferimento totale del carico alla sottostruttura.

La barriera infine ha permesso l'introduzione dell'azione del vento. Anch'essa è stata schematizzata ad elemento "frame", con sezione circolare (diametro 1m) e materiale "rigido". Il peso proprio di tali elementi è stato attribuito come peso proprio direttamente sul traverso e il tipo di materiale e la sezione hanno permesso un completo trasferimento del carico del vento sull'impalcato data la scarsa deformabilità dell'elemento.

Table: Material Properties 02 - Basic Mechanical Properties

Material	UnitWeight KN/m3	UnitMass KN-s2/m4	E1 KN/m2	G12 KN/m2	U12	A1 1/C
B450C	7.6973E+01	7.8490E+00	199947978.8	76903068.77	0.300000	1.1700E-05
C20/25	2.5000E+01	2.5493E+00	30200000.00	12583333.33	0.200000	1.0000E-06
C25/30	2.4517E+01	2.5000E+00	31447000.00	13102916.67	0.200000	9.9000E-06
C25/30-ZERO	0.0000E+00	0.0000E+00	31447000.00	13102916.67	0.200000	9.9000E-06
C28/35	2.4517E+01	2.5000E+00	32588000.00	13578333.33	0.200000	9.9000E-06
C30/37	2.4517E+01	2.5000E+00	33019000.00	13757916.67	0.200000	9.9000E-06
C35/45	2.5000E+01	2.5493E+00	34625000.00	14427083.33	0.200000	1.0000E-06
ElevazionePesoNullo	0.0000E+00	0.0000E+00	33019000.00	13757916.67	0.200000	1.0000E-06
Nullo	0.0000E+00	0.0000E+00	100000.00	45454.55	0.100000	1.0000E-06
PlateaShell_alta150	3.6775E+02	3.7500E+01	33019000.00	13757916.67	0.200000	1.0000E-06
Rigido	0.0000E+00	0.0000E+00	1.000E+10	4166666667	0.200000	1.0000E-06

Table: Area Section Properties

Section	Material	MatAngle Degrees	AreaType	Type	DrillDOF	Thickness m	BendThick m
Barriera	C25/30-ZERO	0.000	Shell	Shell-Thick	Yes	0.050000	0.050000
M25	C30/37	0.000	Shell	Shell-Thick	Yes	0.250000	0.250000
M50	C30/37	0.000	Shell	Shell-Thick	Yes	0.500000	0.500000
M80	C30/37	0.000	Shell	Shell-Thick	Yes	0.800000	0.800000
ParaghiaiaNullo	ElevazionePesoNullo	0.000	Shell	Shell-Thick	Yes	0.500000	0.500000
Parete80_Null	ElevazionePesoNullo	0.000	Shell	Shell-Thick	Yes	0.800000	0.800000
PLATEA1	PlateaShell_alta150	0.000	Shell	Shell-Thin	Yes	0.100000	0.100000
S30	C30/37	0.000	Shell	Shell-Thick	Yes	0.300000	0.300000

Table: Frame Section Properties 01 - General

SectionName	Material	Shape	t3 m	t2 m	Area m2	TorsConst m4
Appoggio	Nulla	Circle	1.000000		0.785398	0.098175
BarrieraAntiRumore	Rigido	Circle	1.000000		0.785398	0.098175
F100X150	C25/30-ZERO	Rectangular	1.500000	1.000000	1.500000	0.293457
F125x150	C25/30-ZERO	Rectangular	1.500000	1.250000	1.875000	0.484471
F135x150	C25/30-ZERO	Rectangular	1.500000	1.350000	2.025000	0.570808
F150X150	C25/30-ZERO	Rectangular	1.500000	1.500000	2.250000	0.712969
F180x150	C25/30-ZERO	Rectangular	1.500000	1.800000	2.700000	1.004600
F185X150	C25/30-ZERO	Rectangular	1.500000	1.850000	2.775000	1.056415
F20x150	C25/30-ZERO	Rectangular	1.500000	0.200000	0.300000	0.003664
F50X150	C25/30-ZERO	Rectangular	1.500000	0.500000	0.750000	0.049389
F90X150	C25/30-ZERO	Rectangular	1.500000	0.900000	1.350000	0.228207
Palo1000	C25/30	Circle	1.000000		0.785398	0.098175
Palo1000R	C25/30	Circle	1.000000		0.785398	0.098175
Rigido	Rigido	Circle	1.000000		0.785398	0.098175
T.C1	Rigido	Circle	1.000000		0.785398	0.098175
T.C2	Rigido	Circle	1.000000		0.785398	0.098175
T.Cordolo	Rigido	Circle	1.000000		0.785398	0.098175

SCHEMA GENERALE DEL MODELLO

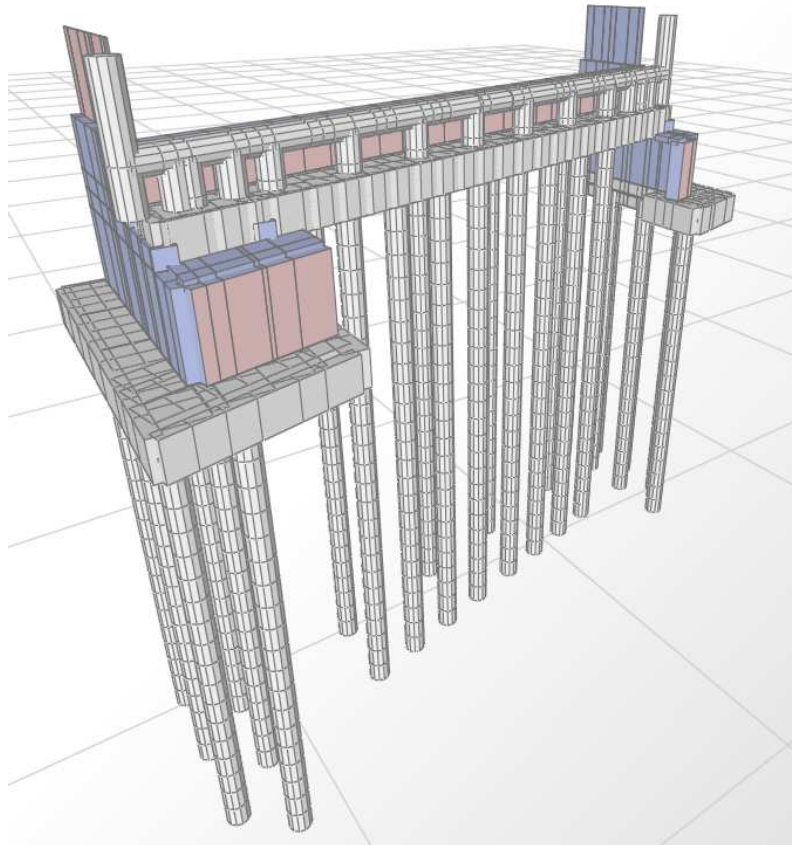


Figura 6.7 Vista 3D anteriore

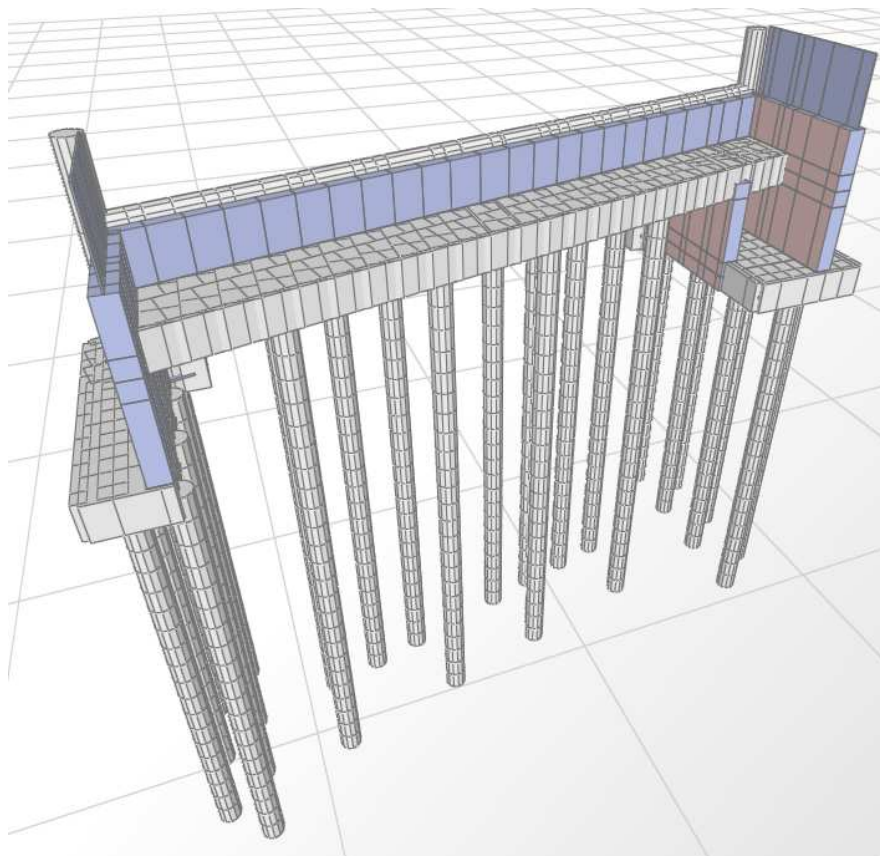


Figura 6.8 Vista 3D posteriore

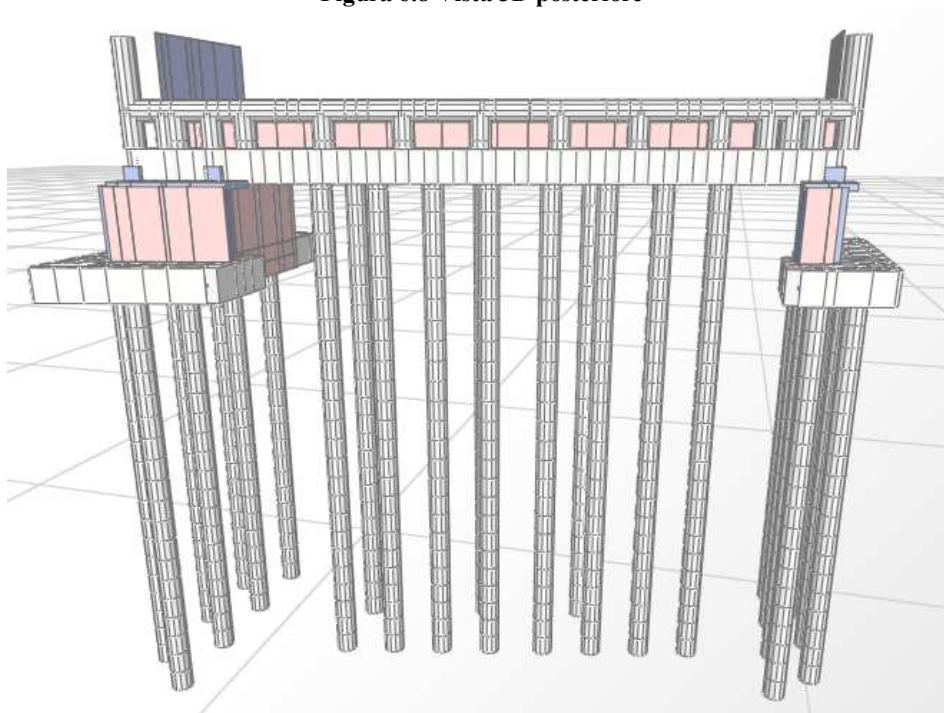
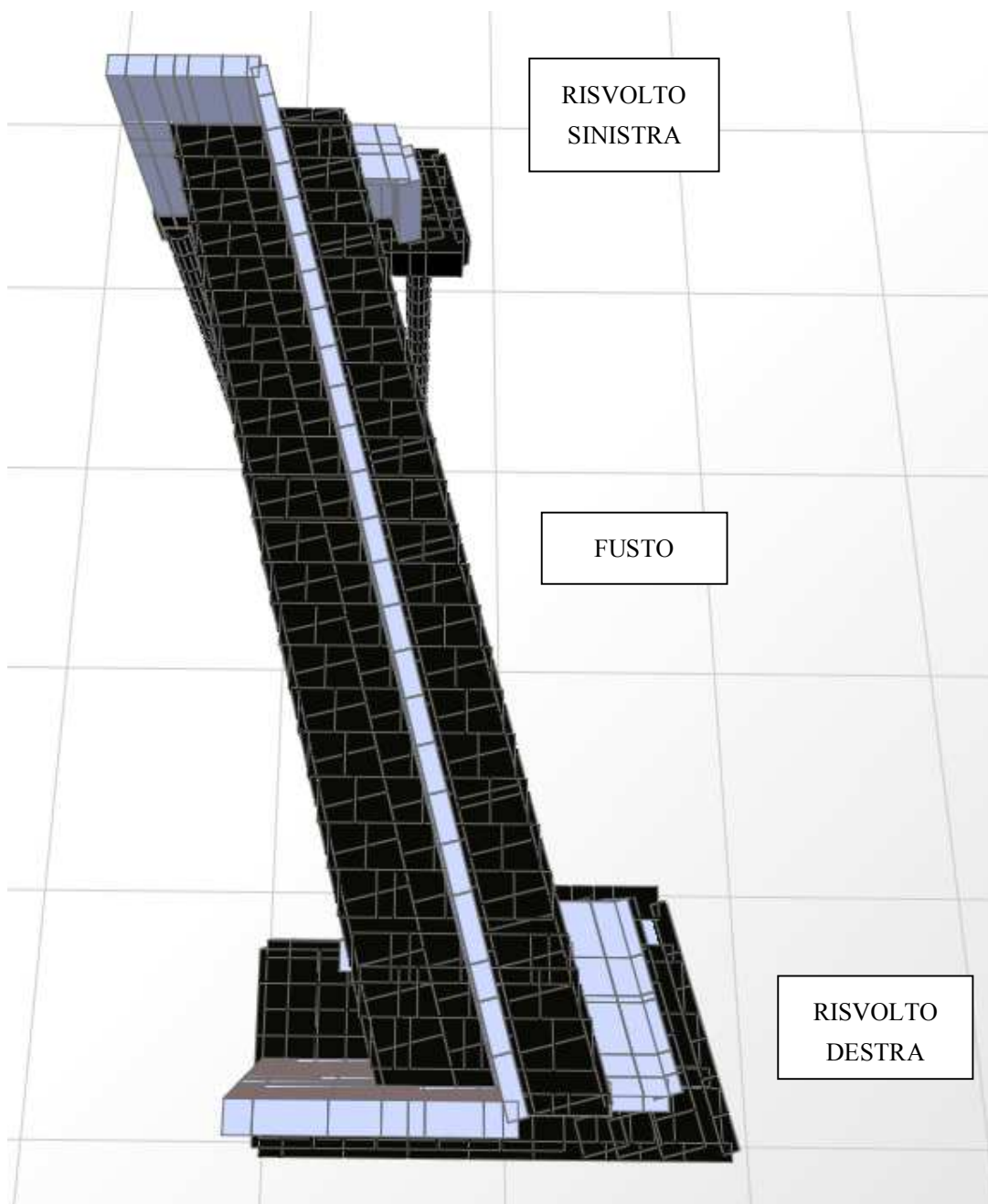


Figura 6.9 Prospetto spalla

6.2.3 CONVENZIONI SUI SEGNI

Il sistema di riferimento globale è costituito dagli assi X, Y con l'asse X parallelo all'asse del ponte. In direzione longitudinale X, si considerano positive le azioni che hanno effetto destabilizzante nei confronti della spalla.



6.3 DATI PER ANALISI SISMICA

L'analisi sismica è stata condotta secondo il metodo dell'Analisi Statica Equivalente.

Come si è già ripetuto la struttura della spalla deve conservare sotto l'azione sismica un comportamento elastico, quindi senza innesco di sistemi dissipativi (cerniere plastiche stabili). Le verifiche sismiche delle spalle da ponte possono essere eseguite applicando l'azione sismica (azione statica equivalente) indipendentemente nelle due direzioni orizzontali, rispettivamente trasversale e longitudinale e combinandole successivamente tra di loro.

Gli effetti massimi generati dalle due componenti sismiche ai fini delle verifiche di resistenza allo SLU, possono essere ottenuti utilizzando come azione di progetto:

$$\gamma_1 \times E + G_k + P_k$$

Le combinazioni delle azioni dovute alle due componenti orizzontali sono ottenute utilizzando come azione di progetto (§ 7.3.5), la combinazione più sfavorevole tra:

$$E_L = A_{EL} + 0.30 A_{ET}$$

$$E_T = A_{ET} + 0.30 A_{EL}$$

Per il calcolo delle forze d'inerzia agenti sulla spalla, vengono considerati i contributi di tutte le sue parti nonché del terreno imbarcato.

6.3.1 ELENCO DATI

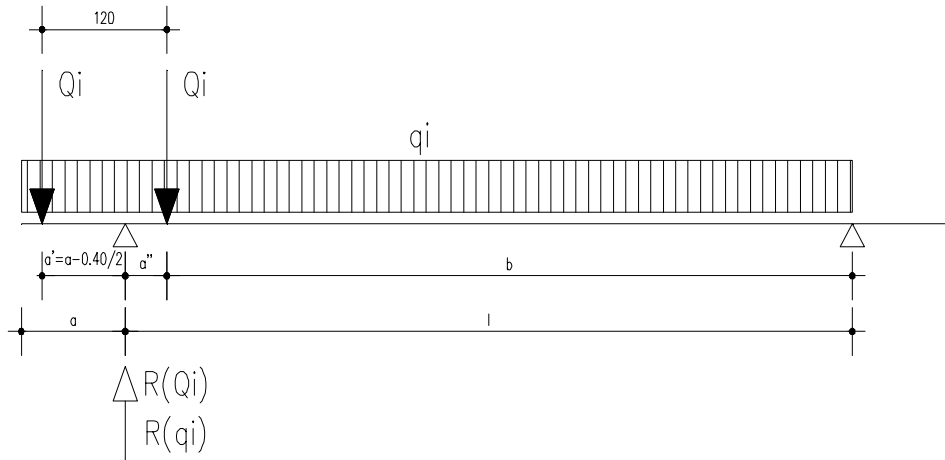
6.3.1.1 Dati relativi alle travi

numero travi		9
lunghezza travi	(m)	31.35
peso singola trave	(kN/m)	11.30
interasse travi	(m)	3.45
altezza trave	(m)	1.20
interasse giunti	(m)	32.10
Interasse appoggi (campata): L	(m)	30.30
Lunghezza di afferenza carichi permanenti Impalcato	(m)	16.05

6.3.1.2 Dati relativi alla soletta, alla pavimentazione ed alle finiture

larghezza soletta (totale da esterno veletta a esterno veletta)	(m)	30.80
spessore soletta	(m)	0.30
larghezza cordolo n.1 sx - esterno -	(m)	1.00
larghezza cordolo n.2 sx - interno -	(m)	0.90
larghezza cordolo n.1 dx - esterno -	(m)	1.00
larghezza cordolo n.2 dx - interno -	(m)	0.90
altezza cordoli	(m)	0.12
peso aggiuntivo (barriere di sicurezza/antirumore, velette, polifore, ..)		
cordolo n.1 sx - esterno	(kN/m)	4.00

PONTE SUL CANALE CONAGRO	AUTOSTRADA DEL BRENNERO	
(PR KM 224+854)	CODIFICA DOCUMENTO AI_4_3_1_RELAZIONE_CALCULO.DOC	FOGLIO 93 DI 210
cordolo n.2 sx - interno	(kN/m)	2.00
cordolo n.3 dx - esterno	(kN/m)	2.00
cordolo n.4 dx - interno	(kN/m)	4.00
altezza barriere (per calcolo vento)	(m)	3.10
<i>Coefficienti per trave continua a più campate</i>		
ζ (str)		1.00
ζ (perm)		1.00
6.3.1.3 Dati relativi alla pavimentazione		
spessore pavimentazione	(m)	0.07
peso pavimentazione	(kN/m ²)	3.00
<i>Coefficienti per trave continua a più campate</i>		
ζ (perm)		1.00
6.3.1.4 Dati relativi ai carichi mobili		
numero colonne di carico		9
larghezza colonne di carico	(m)	3.00
Lunghezza colonna Qi per sovraccarico terrapieno	(m)	2.20
larghezza colonna q _{IF} su cordolo n.1 sx - esterno -	(m)	0.00
larghezza colonna q _{IF} su cordolo n.2 sx - interno -	(m)	0.00
larghezza colonna q _{IF} su cordolo n.1 dx - esterno -	(m)	0.00
larghezza colonna q _{IF} su cordolo n.2 dx - interno -	(m)	0.00
<i>Dati per reazione appoggio trave semplicemente appoggiata</i>		
Qi (carico concentrato) - valore unitario	(kN)	100.00
qi (carico distribuito) - valore unitario	(kN/m ²)	1.00
Retrotrave: a	(m)	0.90
Interasse appoggi (campata): L	(m)	30.30
Distanza asse 1° ruota-asse appoggio: a'	(m)	0.70
<i>Coefficienti per trave continua a più campate</i>		
ζ (Q)		1.00
ζ (q)		1.00
ζ (F)		1.00



6.3.1.5 Dati relativi alle azioni sismiche

Parametri spettrali (D.M. 14/01/2008 - par. 3.2.3.1)

Comune		Verona
Latitudine		45.4351
Longitudine		10.9988
Vita nominale dell'opera		100
Coefficiente d'uso		2
Periodo di riferimento		200
Categoria del suolo - A B C D E -		A
Coefficienti di amplificazione topografica - T1 T2 T3 T4 -		T1
Quota baricentro impalcato rispetto intradosso travi	(m)	1.20

Stato limite ultimo di salvaguardia della vita SLV

	T_R	1898
Accelerazione orizzontale massima sul sito di riferimento rigido	a_g/g	0.260
	F_0	2.406
	T'_c	0.287

coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza	β_m	1.00
coefficiente di amplificazione stratigrafica	S_S	1.00
coefficiente di amplificazione topografica	S_T	1.0
accelerazione orizzontale massima del sito = $S_S * S_T * a_g =$	a_{max}/g	0.260
coefficiente sismico orizzontale = $a_{max}/g * \beta_m =$	k_h	0.260
considerare spinta verticale (si/no)		no
coefficiente sismico verticale = $0.5 k_h =$	k_{v+-}	"+-" 0.000

Squilibrio sisma longitudinale (mettere Si/No): SI

6.3.1.6 Dati relativi agli appoggi ed alla curvatura impalcato

raggio di curvatura impalcato - zero se rettilineo -	(m)	0.00
altezza appoggio	(m)	0.20
<i>Tipo di appoggio</i>		1

Appoggio fisso solo su spalla = 1
 Appoggio mobile su questa spalla = 0
 Appoggi fissi multipli - coeff. Di afferenza = C
 Appoggi in Neoprene = N
 Dispositivi dissipativi = D

Dati per Frenatura

Lunghezza zona caricata per frenatura L (vedi cap. 5.1.3.5 DM 2008)	(m)	32.10
Categoria di Ponte (mettere 1 o 2):		1
Squilibrio di frenatura (mettere Si/No):		SI
<i>Dati per Attrito sugli appoggi</i>		
Coefficiente d'attrito sugli appoggi in % sui carichi permanenti	%	0.06
Delta T per calcolo appoggi Neoprene/Dissipativi	(°)	40

6.3.1.7 Dati relativi ai baggioli

numero baggioli		9
altezza baggioli	(m)	0.25
larghezza baggioli	(m)	0.90
profondità baggioli	(m)	0.90
posizione asse baggioli rispetto filo di valle spalla	(m)	1.00

6.3.1.8 Dati relativi alla spalla*Paraghiaia*

altezza paraghiaia	(m)	2.75
spessore paraghiaia	(m)	0.50
distanza asse paraghiaia da filo anteriore fusto	(m)	2.90
lunghezza paraghiaia	(m)	32.00

Fusto

altezza fusto	(m)	0.00
spessore fusto	(m)	0.00
lunghezza fusto	(m)	0.00

Risolto di sx

altezza risolto sx	(m)	7.45
lunghezza risolto sx	(m)	9.50
spessore risolto sx	(m)	0.80
altezza orecchia sx	(m)	2.50
lunghezza orecchia sx	(m)	2.40
spessore orecchia sx	(m)	0.80

Risolto di dx

altezza risolto dx	(m)	7.45
lunghezza risolto dx	(m)	12.00
spessore risolto dx	(m)	0.80
altezza orecchia sx	(m)	2.50
lunghezza orecchia sx	(m)	2.40
spessore orecchia sx	(m)	0.80
azione longitudinale aggiuntiva - tiranti -	(kN)	0.00
quota di app.ne azione long. aggiuntiva da intradosso fondazione	(m)	0.00

6.3.1.9 Dati relativi alla platea di fondazione

Fusto

lunghezza platea di fondazione	(m)	32.00
larghezza platea di fondazione	(m)	5.60
spessore platea	(m)	1.50
ciabatta posteriore (per terreno imbarcato)	(m)	2.90

Risolto di sx

lunghezza platea di fondazione	(m)	10.60
larghezza platea di fondazione	(m)	3.80
spessore platea	(m)	1.50
ciabatta posteriore (per terreno imbarcato)	(m)	0.50

Risolto di dx

lunghezza platea di fondazione	(m)	14.00
larghezza platea di fondazione	(m)	5.60
spessore platea	(m)	1.50
ciabatta posteriore (per terreno imbarcato)	(m)	3.20

6.3.1.10 Dati relativi al terreno

peso specifico terreno	γ (kN/m ³)	19.00
angolo di attrito interno terreno di monte	ϕ (°)	35.00
angolo di attrito terreno-muro	δ (°)	0.00
inclinazione muro rispetto alla verticale θ	θ (°)	0.00
inclinazione terrapieno rispetto all'orizzontale β	β (°)	0.00
altezza a filo anteriore fondazione del terreno di valle	(m)	0.00
altezza a filo elevazione del terreno di valle	(m)	0.00
altezza a filo elevazione del terreno alle testate	(m)	0.00
altezza a filo posteriore fondazione del terreno alle testate	(m)	0.00
angolo di attrito interno del terreno a valle	(°)	30.00

DATI RELATIVI AL SOVRACCARICO

Altezza spalla per diffusione	(m)	2.75
Angolo di diffusione	(°)	30
Carico Qi (su impronta 3.00x2.20m)	kN	1200.00
Carico qi (su impronta 3.00x2.20m)	kN	92.40
Carico Totale	kN	1292.40
Larghezza totale colonne+diffusione	(m)	10.59
Lunghezza totale colonne Qi+diffusione	(m)	3.79
Carico accidentale sul terrapieno ad impalcato carico	(kN/m ²)	9.00
Carico accidentale sul terrapieno ad impalcato scarico	(kN/m ²)	32.23

6.3.1.11 Dati relativi alla palificata di fondazione

Paraghiaia

numero pali		12
interasse pali	(m)	2.60
lunghezza pali	(m)	30.00

Risolto di sx

numero pali		7
interasse pali	(m)	2.00
lunghezza pali	(m)	20.00

Risolto di dx

numero pali		10
interasse pali	(m)	2.00
lunghezza pali	(m)	20.00

6.3.2 CASI DI CARICO E COMBINAZIONI

6.3.2.1 Carichi elementari

Table: Load Pattern Definitions

LoadPat	DesignType	SelfWtMult	AutoLoad
A1.a) Spalla Peso Proprio	DEAD	1.000000	
A1.b) Tiranti	DEAD	0.000000	
A2.a) Spinta della Terra M1	DEAD	0.000000	
A2.b) Spinta della Terra M2	DEAD	0.000000	
A2.c) Spinta della TerraSismica M1	DEAD	0.000000	
A3.a) Spalla Perm.	DEAD	0.000000	
A2.d) Spinta della TerraSismica M2	DEAD	0.000000	
B1) Impalcato Peso Proprio	DEAD	0.000000	
B2) Impalcato Perm.	DEAD	0.000000	
C1a) Acc.1 Imp. Tandem	LIVE	0.000000	
C2a) Acc.1 Imp. Distribuito	LIVE	0.000000	
C1b) Acc.2 Imp. Tandem	LIVE	0.000000	
C2b) Acc.2 Imp. Distribuito	LIVE	0.000000	

LoadPat	DesignType	SelfWtMult	AutoLoad
C3a1) Folla 1 Marc.Lato Acc.	LIVE	0.000000	
C3a2) Folla 1 Marc.Centro	LIVE	0.000000	
C3a3) Folla 1 Marc.Lato	LIVE	0.000000	
Opposto			
C3b1) Folla 2 Marc.Lato Acc.	LIVE	0.000000	
C3b2) Folla 2 Marc.Centro	LIVE	0.000000	
C3b3) Folla 2 Marc.Lato	LIVE	0.000000	
Opposto			
Da) Acc.Ril+Carico M1	LIVE	0.000000	
Db) Acc.Ril+Carico M2	LIVE	0.000000	
Ea) Acc.Ril+Scarico M1	LIVE	0.000000	
Eb) Acc.Ril+Scarico M2	LIVE	0.000000	
F1) Frenatura 1	LIVE	0.000000	
F2) Frenatura 2	LIVE	0.000000	
G1) Azione Centrifuga 1	LIVE	0.000000	
G2) Azione Centrifuga 2	LIVE	0.000000	
H1) VENTO+y Imp.carico	WIND	0.000000	None
H2) VENTO-y Imp.carico	WIND	0.000000	None
I1) VENTO+y Imp.scarico	WIND	0.000000	None
I2) VENTO-y Imp.scarico	WIND	0.000000	None
L1) Vento +y Spalla	WIND	0.000000	None
L2) Vento -y Spalla	WIND	0.000000	None
L3) Neve	LIVE	0.000000	
M1a) SismaX Spalla	QUAKE	0.000000	None
M1b) SismaX Terra Imbarcata	QUAKE	0.000000	None
M2a+) X TERRA V+ M1	QUAKE	0.000000	None
M2a-) X TERRA V- M1	QUAKE	0.000000	None
M2b+) X TERRA V+ M2	QUAKE	0.000000	None
M2b-) X TERRA V- M2	QUAKE	0.000000	None
M3) SISMA X IMP.	QUAKE	0.000000	None
N1a) SismaY Spalla	QUAKE	0.000000	None
N1bsx) SismaY Terra Imbarcata	QUAKE	0.000000	None
N1bdx) SismaY Terra Imbarcata	QUAKE	0.000000	None
N2a+) Y TERRA V+ M1	QUAKE	0.000000	None
N2a-) Y TERRA V- M1	QUAKE	0.000000	None
N2b+) Y TERRA V+ M2	QUAKE	0.000000	None
N2b-) Y TERRA V- M2	QUAKE	0.000000	None
N3) SISMA Y IMP.	QUAKE	0.000000	None
O1) SISMA V SPALLA	QUAKE	0.000000	None
O2a) V TERRA V+	QUAKE	0.000000	None
O2b) V TERRA V-	QUAKE	0.000000	None
O3) SISMA V IMP.	QUAKE	0.000000	None
P1) Attrito Imp.Struttura	DEAD	0.000000	
P2) Attrito Imp.Portati	DEAD	0.000000	

Table: Load Case Definitions, Part 1

Case	Type	DesignType
A1) Spalla Peso Proprio+Tiranti	LinStatic	DEAD
A2a) Spinta della Terra M1	LinStatic	DEAD

PONTE SUL CANALE CONAGRO

AUTOSTRADA DEL BRENNERO

(PR KM 224+854)

CODIFICA DOCUMENTO
AI_4_3_1_RELAZIONE_CALCULO.DOC

FOGLIO
99 DI 210

Case	Type	DesignType
A2b) Spinta della Terra M2	LinStatic	DEAD
A2c) Spinta della TerraSismica M1	LinStatic	DEAD
A2d) Spinta della TerraSismica M2	LinStatic	DEAD
A3) Spalla Perm.	LinStatic	DEAD
B1) Imp. Peso Proprio	LinStatic	DEAD
B2) Impalcato Perm.	LinStatic	DEAD
C1a) Acc.1 Imp.Tandem	LinStatic	LIVE
C2a) Acc.1 Imp.Distribuito	LinStatic	LIVE
C1b) Acc.2 Imp.Tandem	LinStatic	LIVE
C2b) Acc.2 Imp. Distribuito	LinStatic	LIVE
C3a) Folla 1	LinStatic	LIVE
C3b) Folla 2	LinStatic	LIVE
Da) Acc. Ril+Carico M1	LinStatic	LIVE
Db) Acc.Ril+Carico M2	LinStatic	LIVE
Ea) Acc. Ril+Scarico M1	LinStatic	LIVE
Eb) Acc.Ril+Scarico M2	LinStatic	LIVE
F1) Frenatura 1	LinStatic	LIVE
F2) Frenatura 2	LinStatic	LIVE
G1) Azione Centrifuga 1	LinStatic	LIVE
G2) Azione Centrifuga 2	LinStatic	LIVE
H1) Vento+ Ponte Carico	LinStatic	WIND
H2) Vento- Ponte Carico	LinStatic	WIND
I1) Vento+ Ponte scarico	LinStatic	WIND
I2) Vento- Ponte scarico	LinStatic	WIND
L1) Vento+ Spalla	LinStatic	WIND
L2) Vento- Spalla	LinStatic	WIND
L3) Neve	LinStatic	LIVE
Ma+) Sisma Longitudinale M1 V+	LinStatic	QUAKE
Ma-) Sisma Longitudinale M1 V-	LinStatic	QUAKE
M1b) SismaX Terra Imbarcata	LinStatic	QUAKE
Mb+) Sisma Longitudinale M2 V+	LinStatic	QUAKE
Mb-) Sisma Longitudinale M2 V-	LinStatic	QUAKE
M3) SISMA X IMP.	LinStatic	QUAKE
Na+) Sisma Trasversale M1 V+	LinStatic	QUAKE
Na-) Sisma Trasversale M1 V-	LinStatic	QUAKE
N1bsx) SismaY Terra Imbarcata	LinStatic	QUAKE
N1bdx) SismaY Terra Imbarcata	LinStatic	QUAKE
Nb+) Sisma Trasversale M2 V+	LinStatic	QUAKE
Nb-) Sisma Trasversale M2 V-	LinStatic	QUAKE
N3) SISMA Y IMP.	LinStatic	QUAKE
Oa) Sisma Verticale V+	LinStatic	QUAKE
Ob) Sisma Verticale V-	LinStatic	QUAKE
O3) SISMA V IMP.	LinStatic	QUAKE
P1) Attrito Imp.Struttura	LinStatic	DEAD
P2) Attrito Imp.Portati	LinStatic	DEAD
MODAL	LinModal	OTHER

Table: Case - Static 1 - Load Assignments

Case	LoadType	LoadName	LoadSF
A1) Spalla Peso Proprio+Tiranti	Load pattern	A1.a) Spalla Peso Proprio	1.000000

Table: Case - Static 1 - Load Assignments

Case	LoadType	LoadName	LoadSF
A1) Spalla Peso Proprio+Tiranti	Load pattern	A1.b) Tiranti	1.000000
A2a) Spinta della Terra M1	Load pattern	A2.a) Spinta della Terra M1	1.000000
A2b) Spinta della Terra M2	Load pattern	A2.b) Spinta della Terra M2	1.000000
A2c) Spinta della TerraSismica M1	Load pattern	A2.c) Spinta della TerraSismica M1	1.000000
A2d) Spinta della TerraSismica M2	Load pattern	A2.d) Spinta della TerraSismica M2	1.000000
A3) Spalla Perm.	Load pattern	A3.a) Spalla Perm.	1.000000
B1) Imp. Peso Proprio	Load pattern	B1) Impalcato Peso Proprio	1.000000
B2) Impalcato Perm.	Load pattern	B2) Impalcato Perm.	1.000000
C1a) Acc.1 Imp.Tandem	Load pattern	C1a) Acc.1 Imp. Tandem	1.000000
C2a) Acc.1 Imp.Distribuito	Load pattern	C2a) Acc.1 Imp. Distribuito	1.000000
C1b) Acc.2 Imp.Tandem	Load pattern	C1b) Acc.2 Imp. Tandem	1.000000
C2b) Acc.2 Imp. Distribuito	Load pattern	C2b) Acc.2 Imp. Distribuito	1.000000
C3a) Folla 1	Load pattern	C3a1) Folla 1 Marc.Lato Acc.	1.000000
C3a) Folla 1	Load pattern	C3a2) Folla 1 Marc.Centro	1.000000
C3a) Folla 1	Load pattern	C3a3) Folla 1 Marc.Lato Opposto	1.000000
C3b) Folla 2	Load pattern	C3a2) Folla 1 Marc.Centro	1.000000
C3b) Folla 2	Load pattern	C3b2) Folla 2 Marc.Centro	1.000000
C3b) Folla 2	Load pattern	C3b3) Folla 2 Marc.Lato Opposto	1.000000
Da) Acc. Ril+Carico M1	Load pattern	Da) Acc.Ril+Carico M1	1.000000
Db) Acc.Ril+Carico M2	Load pattern	Db) Acc.Ril+Carico M2	1.000000
Ea) Acc. Ril+Scarico M1	Load pattern	Ea) Acc.Ril+Scarico M1	1.000000
Eb) Acc.Ril+Scarico M2	Load pattern	Eb) Acc.Ril+Scarico M2	1.000000
F1) Frenatura 1	Load pattern	F1) Frenatura 1	1.000000
F2) Frenatura 2	Load pattern	F2) Frenatura 2	1.000000
G1) Azione Centrifuga 1	Load pattern	G1) Azione Centrifuga 1	1.000000
G2) Azione Centrifuga 2	Load pattern	G2) Azione Centrifuga 2	1.000000
H1) Vento+ Ponte Carico	Load pattern	H1) VENTO+y Imp.carico	1.000000
H2) Vento- Ponte Carico	Load pattern	H2) VENTO-y Imp.carico	1.000000
I1) Vento+ Ponte scarico	Load pattern	I1) VENTO+y Imp.scarico	1.000000
I2) Vento- Ponte scarico	Load pattern	I2) VENTO-y Imp.scarico	1.000000
L1) Vento+ Spalla	Load pattern	L1) Vento +y Spalla	1.000000
L2) Vento- Spalla	Load pattern	L2) Vento -y Spalla	1.000000
L3) Neve	Load pattern	L3) Neve	1.000000
Ma+) Sisma Longitudinale M1 V+	Load pattern	M1a) SismaX Spalla	1.000000
Ma+) Sisma Longitudinale M1 V+	Load pattern	M2a+) X TERRA V+ M1	1.000000
Ma-) Sisma Longitudinale M1 V-	Load pattern	M1a) SismaX Spalla	1.000000
Ma-) Sisma Longitudinale M1 V-	Load pattern	M2a-) X TERRA V- M1	1.000000
M1b) SismaX Terra Imbarcata	Load pattern	M1b) SismaX Terra Imbarcata	1.000000
Mb+) Sisma Longitudinale M2 V+	Load pattern	M1a) SismaX Spalla	1.000000
Mb+) Sisma Longitudinale M2 V+	Load pattern	M2b+) X TERRA V+ M2	1.000000
Mb-) Sisma Longitudinale M2 V-	Load pattern	M1a) SismaX Spalla	1.000000
Mb-) Sisma Longitudinale M2 V-	Load pattern	M2b-) X TERRA V- M2	1.000000
M3) SISMA X IMP.	Load pattern	M3) SISMA X IMP.	1.000000
Na+) Sisma Trasversale M1 V+	Load pattern	N1a) SismaY Spalla	1.000000
Na+) Sisma Trasversale M1 V+	Load pattern	N2a+) Y TERRA V+ M1	1.000000
Na-) Sisma Trasversale M1 V-	Load pattern	N1a) SismaY Spalla	1.000000
Na-) Sisma Trasversale M1 V-	Load pattern	N2a-) Y TERRA V- M1	1.000000
N1bsx) SismaY Terra Imbarcata	Load pattern	N1bsx) SismaY Terra Imbarcata	1.000000
N1bdx) SismaY Terra Imbarcata	Load pattern	N1bdx) SismaY Terra Imbarcata	1.000000
Nb+) Sisma Trasversale M2 V+	Load pattern	N1a) SismaY Spalla	1.000000
Nb+) Sisma Trasversale M2 V+	Load pattern	N2b+) Y TERRA V+ M2	1.000000

Table: Case - Static 1 - Load Assignments

Case	LoadType	LoadName	LoadSF
Nb-) Sisma Trasversale M2 V-	Load pattern	N1a) SismaY Spalla	1.000000
Nb-) Sisma Trasversale M2 V-	Load pattern	N2b-) Y TERRA V- M2	1.000000
N3) SISMA Y IMP.	Load pattern	N3) SISMA Y IMP.	1.000000
Oa) Sisma Verticale V+	Load pattern	O1) SISMA V SPALLA	1.000000
Oa) Sisma Verticale V+	Load pattern	O2a) V TERRA V+	1.000000
Ob) Sisma Verticale V-	Load pattern	O1) SISMA V SPALLA	1.000000
Ob) Sisma Verticale V-	Load pattern	O2b) V TERRA V-	1.000000
O3) SISMA V IMP.	Load pattern	O3) SISMA V IMP.	1.000000
P1) Attrito Imp.Struttura	Load pattern	P1) Attrito Imp.Struttura	1.000000
P2) Attrito Imp.Portati	Load pattern	P2) Attrito Imp.Portati	1.000000

6.3.3 AZIONI

6.3.3.1 AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO

6.3.3.2 Carichi permanenti

CARICHI PERMANENTI (g2)		totale		sull'appoggio		sul traverso di testata
travi	kN	3849.64	kN	626.20	kN/m	17.81
soletta	kN	10974.14	kN	1761.94	kN/m	50.11
<i>Struttura Impalcato</i> (P.str.imp)	(g2.1)			B1)		67.92
cordolo esterno sx	(g2.2) kN	124.85	kN	20.04	B2) kN/m	20.04
cordolo interno sx	(g2.2) kN	112.36	kN	18.04	B2) kN/m	18.04
cordolo esterno dx	(g2.2) kN	124.85	kN	20.04	B2) kN/m	20.04
cordolo interno dx	(g2.2) kN	112.36	kN	18.04	B2) kN/m	18.04
pavimentazione	(g2.2) kN	3915.23	kN	628.60	B2) kN/m	17.88
pesi aggiunti cordolo esterno sx	(g2.2) kN	166.46	kN	26.73	B2) kN	26.73
pesi aggiunti cordolo interno sx	(g2.2) kN	83.23	kN	13.36	B2) kN	13.36
pesi aggiunti cordolo esterno dx	(g2.2) kN	83.23	kN	13.36	B2) kN	13.36
pesi aggiunti cordolo interno dx	(g2.2) kN	166.46	kN	26.73	B2) kN	26.73

6.3.3.3 Carichi accidentali

Le colonne dei carichi mobili vengono disposte, a partire da quella di entità massima, in adiacenza al cordolo più esterno: si considerano quindi due condizioni di carico limite:

1. Cordolo esterno lato risolto di sinistra
2. Cordolo esterno lato risolto di destra

Le reazioni sulla spalla dovute ad ogni singola colonna di carico, compresa la folla sui marciapiedi, e la reazione totale sono le seguenti:

CARICHI ACCIDENTALI	(q1)		sul traverso di testata				
<i>Reazioni dovute ad ogni singola colonna</i>			$Q_{ik}(q1.1)$			$q_{ik}(q1.2)$	
1° Colonna $Q_{1k}(4*150.00 \text{ kN})$, $q_{1k}(9.00 \text{ kN/m}^2)$	$(Q_k * \zeta_Q, q_k * \zeta_q)$	kN	300.04	C1)	kN/m	77.07	C2)
2° Colonna $Q_{2k}(4*100.00 \text{ kN})$, $q_{2k}(2.50 \text{ kN/m}^2)$	$(Q_k * \zeta_Q, q_k * \zeta_q)$	kN	200.03	C1)	kN/m	21.41	C2)
3° Colonna $Q_{3k}(4*50.00 \text{ kN})$, $q_{3k}(2.50 \text{ kN/m}^2)$	$(Q_k * \zeta_Q, q_k * \zeta_q)$	kN	100.01	C1)	kN/m	21.41	C2)
4° Colonna $q_{4k}(2.50 \text{ kN/m}^2)$	$(q_k * \zeta_q)$	kN	-		kN/m	21.41	C2)
5° Colonna $q_{5k}(2.50 \text{ kN/m}^2)$	$(q_k * \zeta_q)$	kN	-		kN/m	21.41	C2)
6° Colonna $q_{6k}(2.50 \text{ kN/m}^2)$	$(q_k * \zeta_q)$	kN	-		kN/m	21.41	C2)

PONTE SUL CANALE CONAGRO

(PR KM 224+854)

AUTOSTRADA DEL BRENNERO

CODIFICA DOCUMENTO
AI_4_3_1_RELAZIONE_CALC.COLO.DOC

FOGLIO
109 DI 210

7° Colonna q_{7k} (2.50 kN/m ²)	$(q_k * \zeta_q)$	kN	-	kN/m	21.41	C2)
8° Colonna q_{8k} (2.50 kN/m ²)	$(q_k * \zeta_q)$	kN	-	kN/m	21.41	C2)
9° Colonna q_{9k} (2.50 kN/m ²)	$(q_k * \zeta_q)$	kN	-	kN/m	21.41	C2)
10° Colonna q_{10k} (2.50 kN/m ²)	$(q_k * \zeta_q)$	kN	-	kN/m	21.41	C2)
Totale Accidentali					600.08	269.75

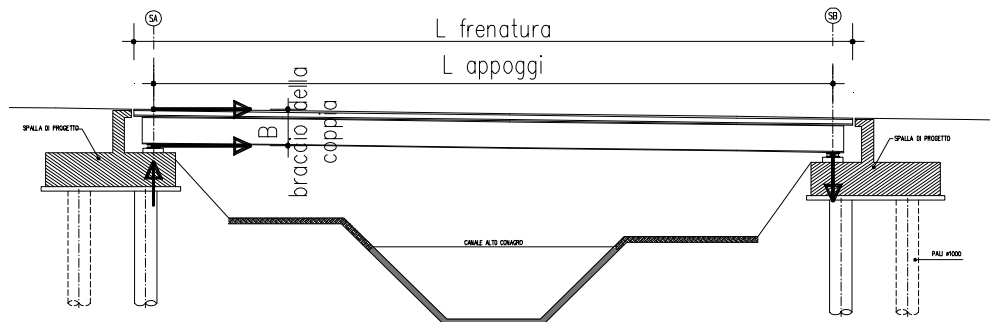
Folla cordoli					Q_{Fik}
Folla cordolo n.1 sx - esterno - (5.00*0.5) kN/m ²	$(q_k * \zeta_F)$	$R_{F1,sx}$	C3)	kN/m	0.00
Folla cordolo n.2 sx - interno - (5.00*0.5) kN/m ²	$(q_k * \zeta_F)$	$R_{F2,sx}$	C3)	kN/m	0.00
Folla cordolo n.1 dx - esterno - (5.00*0.5) kN/m ²	$(q_k * \zeta_F)$	$R_{F1,dx}$	C3)	kN/m	0.00
Folla cordolo n.2 dx - interno - (5.00*0.5) kN/m ²	$(q_k * \zeta_F)$	$R_{F2,dx}$	C3)	kN/m	0.00

6.3.3.4 Azione di frenamento

AZIONE DI FRENAMENTO	(q3)		Tipo di appoggio		
Lunghezza della zona caricata L	m	57.80	Appoggi in Neoprene	forza applicata a quota appoggio ed in corrisp. ruote corsia n.1 (+X)	kN
Categoria di Ponte (mettere 1 o 2):		1			129.02
Frenatura totale (cap.5.1.3.5 DM2008)	kN	516.06	Squilibrio di frenatura applicato a quota appoggio ed in corrisp. ruote corsia n.1 (+Z)		0.00
Squilibrio di frenatura (mettere Si/No):		no			

L'impalcato trasmette questa azione alla spalla tramite gli appoggi. Tale azione genera uno squilibrio verticale schematizzato nel disegno seguente:

Frenatura orizzontale: da DM2008
Squilibrio verticale: $F_v = F_{tot} * B / L_{appoggi}$



6.3.3.5 Azione centrifuga

AZIONE CENTRIFUGA	(q4)				
raggio di curvatura	m	1615.25			
<i>Reazioni dovute ad ogni singola colonna</i>			Q_{ik}		Q_{Vik}
1° Colonna Q_{1k} (4*150.00 kN)	kN	300.04	$Q_{v,1k}$	kN	0.00

2° Colonna Q_{2k} (4*100.00 kN)		kN	200.03	$Q_{v,2k}$	kN	0.00	G)
3° Colonna Q_{3k} (4*50.00 kN)		kN	100.01	$Q_{v,3k}$	kN	0.00	G)

Agente a quota pavimetazione.

6.3.3.6 Azione del vento

Come prescritto nel § 5.1.3.7 (Azioni di Neve, Vento: q5) del D.M. del 14.01.2008 (Norme tecniche per le costruzioni), per le azioni da neve e vento vale quanto specificato al Cap. 3.

L'azione del vento può essere convenzionalmente assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte e/o diretto nelle direzioni più sfavorevoli per alcuni dei suoi elementi (ad es. le pile). Tale azione si considera agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici direttamente investite. L'azione del vento può essere valutata come azione dinamica mediante una analisi dell'interazione vento-struttura.

La superficie dei carichi transitanti sul ponte esposta al vento si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3 m a partire dal piano stradale.

Il carico neve si considera non concomitante con i carichi da traffico, salvo che per ponti coperti

La pressione del vento è data dall'espressione:

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

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.

Si è fatta una prima analisi confrontando la pressione cinetica determinata con i criteri del DM del 14/01/2008, considerando un coefficiente di forma relativo alle travi ad anima piena e reticolari multiple (§ 3.3.10.4.2), con i criteri suggeriti dalle "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni" emanate dal CNR del 17 gennaio 2008. Da tale confronto sono risultate pressioni del vento inferiori a quelle indicate nel DM 4 maggio 1990 (aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, la esecuzione e il collaudo dei ponti stradali), pertanto, a favore di sicurezza, si assume un carico pari a 2.50 kN/m².

AZIONE DEL VENTO (D.M. 14/01/2008)	(q5)					
Pressione Vento		kN/m ²	2.50		sulla barriera afferente alla spalla	
Lung. di afferenza vento Impalcato		m	9.28			
Azione vento afferente alla spalla		kN/m	16.70		F _{v,scarico} (kN/m)	
					16.70	
Superficie impalcato investita a ponte SCARICO				m	4.62	I-L)
Superficie impalcato investita a ponte CARICO				m	4.62	H-L)

6.3.3.7 Azione sismica

Le azioni che l'impalcato trasferisce alla spalla dipendono dalle caratteristiche dei dispositivi stessi ed in particolare dal valore della loro rigidezza orizzontale.

Azioni orizzontali trasmesse alla spalla in condizione sismica:

AZIONE SISMICA		(q6)					
kh		0.260	Tipo di appoggio		sul traverso di testata		
kv		0.000	Appoggi in Neoprene				
			N			F _{sl} (kN/m)	
Sisma totale in senso longitudinale	F _{sl}	kN	2562.67	Quota di sisma Long. afferente alla spalla	(+X)	72.89	M3)
	agente a quota appoggi con braccio:	m	1.20		(+Z)	0.00	M3)
	Squilibrio sisma longitudinale		no				
			0.5				
Sisma totale in senso trasversale	F _{st}	kN	1281.33	Quota di sisma Trasv. afferente alla spalla	(+Y)	36.44	N3)
	agente sopra quota appoggi:	m	1.20				
			0.25				
Sisma totale verticale	F _{sv}	kN	0.00		(+Z)	0.00	O3)

1.1.1.1 Azione di attrito

Azioni orizzontali longitudinali al ponte trasmesse alla spalla per attrito in funzione del tipo di appoggi:

AZIONE DI ATTRITO		(q7)			
Attrito (Struttura Impalcato)	(q7.1)	(+X)	kN	13.15	P1)
Attrito (Permanenti portati Impalcato)	(q7.2)	(+X)	kN	4.34	P2)

6.3.3.8 AZIONI RELATIVE ALLA SPALLA6.3.3.9 Peso proprio

Avendo effettuato l'implementazione con un modello di calcolo che schematizza gli elementi strutturali sia in termini di geometria, sia in termini di rigidità, il peso proprio degli elementi costituenti la spalla è applicato in automatico dal programma di calcolo, assumendo come peso specifico dell'elemento calcestruzzo il valore:

$$\gamma_{cls} = 25.0 \text{ kN/m}^3$$

6.3.3.10 Spinta delle terre6.3.3.11 SPINTA DEL TERRENO DI MONTE

Si prevede un riempimento con terreno di buona qualità, con strati drenanti a ridosso della spalla.

Si assumono quindi i parametri geotecnici indicati nella tabella riportata di seguito.

Il diagramma delle pressioni è triangolare con valore massimo alla base:

SPINTA DELLE TERRE			
Spinta del terreno a monte			
peso di volume	γ	kN/m ³	19.00
angolo di attrito M1	ϕ_{M1}	°	35.00
COMBINAZIONE MI			
Coefficiente di spinta a riposo <i>SPALLA</i>	$k_r = 1 - \text{sen } \phi =$		0.426
altezza totale della spalla+ 1/2 fondazione	$H_{tot} =$	m	2.48
A2.a) pressione massima alla base	$p_1 =$	kN/m ²	20.09
spinta massima	$S_1 =$	kN/m	-24.92
agente alla quota da intradosso fondazione	$h_1 =$	m	0.827
<i>RISVOLTO SX</i>			
altezza totale della spalla+ 1/2 fondazione	$H_{tot} =$	m	11.48
A2.a) pressione massima alla base	$p_1 =$	kN/m ²	93.01
spinta massima	$S_1 =$	kN/m	-533.89
agente alla quota da intradosso fondazione	$h_1 =$	m	3.827
<i>RISVOLTO DX</i>			
A2.a) altezza totale della spalla+ 1/2 fondazione	$H_{tot} =$	m	10.48
pressione massima alla base	$p_1 =$	kN/m ²	84.91
spinta massima	$S_1 =$	kN/m	-444.93
agente alla quota da intradosso fondazione	$h_1 =$	m	3.493

Spinta Relativa Del Sovraccarico Sul Terrapieno

Secondo quanto indicato nella Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 (Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008) § C5.1.3.3.7.1 (Carichi verticali da traffico su rilevati e su terrapieni adiacenti al ponte), ai fini del calcolo delle spalle, dei muri d'ala e delle altre parti del ponte a contatto con il terreno, sul rilevato o sul terrapieno si può considerare applicato lo schema di carico 1, in cui per semplicità, i carichi tandem possono essere sostituiti da carichi uniformemente distribuiti equivalenti, applicati su una superficie rettangolare larga 3,0 m e lunga 2,20 m. In un rilevato

correttamente consolidato, si può assumere una diffusione del carico con angolo di 30°. Ai fini del calcolo delle spalle, dei muri d'ala e dei muri laterali, i carichi orizzontali da traffico sui rilevati o sui terrapieni possono essere considerati assenti.

Si è quindi assunto un carico uniforme medio individuato come somma dei carichi dello schema 1, diffusi con un angolo di 30° fino a metà altezza del fusto spalla, pensati applicati in sommità spalla

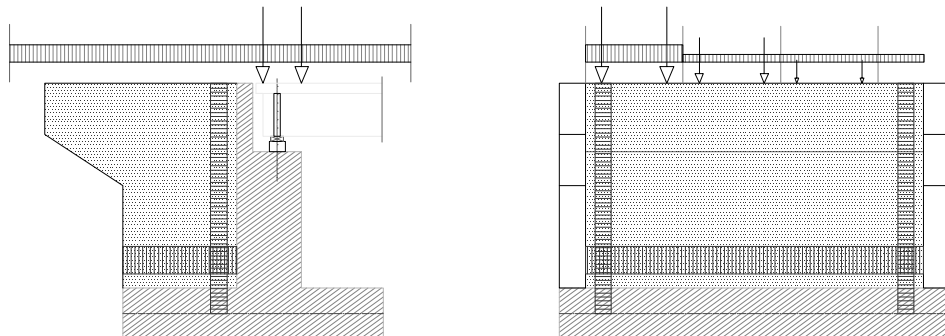
<i>Si considerano due condizioni di carico sul terrapieno</i>				
	sovraccarico concomitante con impalcato carico		kN/m ²	9.00
	sovraccarico concomitante con impalcato scarico		kN/m ²	40.41
COMBINAZIONE MI				
D.a)	pressione concomitante con impalcato carico	$p_{2a} =$	kN/m ²	3.84
E.a)	pressione concomitante con impalcato scarico	$p_{2b} =$	kN/m ²	17.23
	Spinta concomitante con impalcato carico	$S_{2a} =$	kN	-334.64
	Spinta concomitante con impalcato scarico	$S_{2b} =$	kN	-1502.45
	agente alla quota da intradosso fondazione	$h_1 =$	m	1.24

Il diagramma delle pressioni, considerando la spinta riposo, è rettangolare.

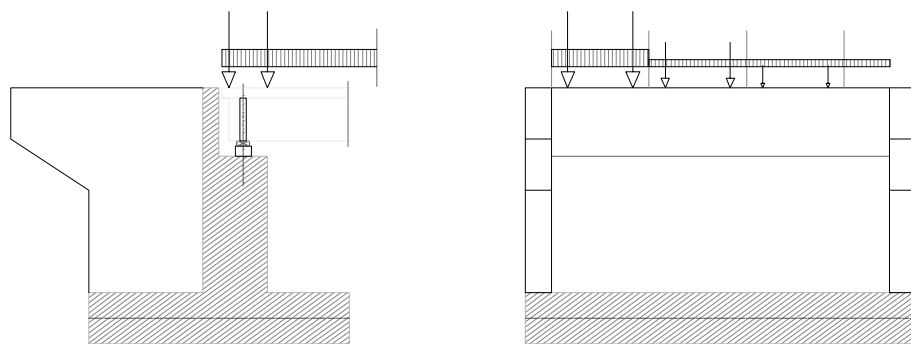
Si sono considerate le seguenti 4 combinazioni relative il sovraccarico (vedasi anche schema grafico):

a	Carichi rilevato ed impalcato contemporaneamente (strutt.+pavim.)
b	Carichi solo impalcato
c	Carichi solo rilevato + Permanenti portati (Impalcato: struttura+pavimentazione)
d	Assenza di impalcato

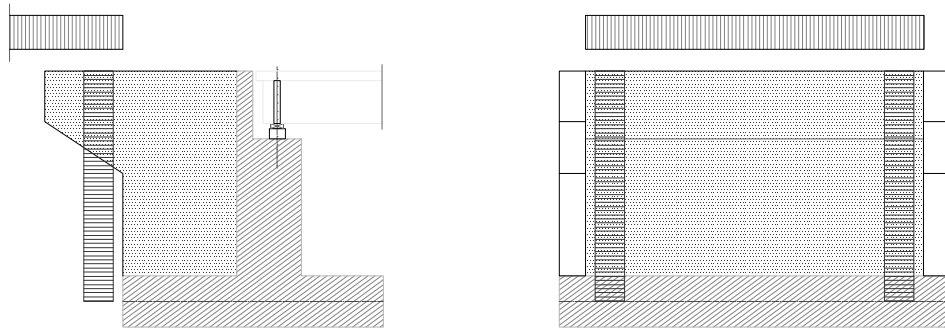
a) Carichi rilevato ed impalcato contemporaneamente (strutt.+pavim.)



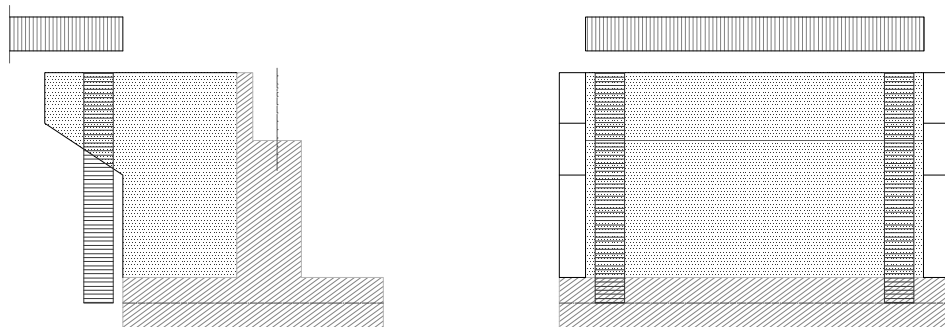
b) Carichi solo impalcato



c) Carichi solo rilevato + Permanenti portati (Impalcato: struttura+pavimentazione)



d) Assenza di impalcato



Spinta Relativa Al Terreno Di Valle

Prudenzialmente non si tiene conto del contributo alla stabilità offerto dalla spinta del terreno di valle.

Carico Sulla Platea Fondazione

<i>SPALLA</i>				
	altezza totale della spalla	$H_{tot} =$	m	1.73
A2.a-A2.b)	pressione sulla fondazione - Terra	$p_t =$	kN/m ²	32.87
D.a-D.b)	pressione sulla fondazione - Sovraccarico (a)	$p_Q =$	kN/m ²	9.00
<i>RISVOLTO SX</i>				
	altezza totale della spalla	$H_{tot} =$	m	10.73
A2.a-A2.b)	pressione sulla fondazione - Terra	$p_t =$	kN/m ²	203.87
D.a-D.b)	pressione sulla fondazione - Sovraccarico (a)	$p_Q =$	kN/m ²	9.00
<i>RISVOLTO DX</i>				
	altezza totale della spalla	$H_{tot} =$	m	9.73
A2.a-A2.b)	pressione sulla fondazione - Terra	$p_t =$	kN/m ²	184.87
D.a-D.b)	pressione sulla fondazione - Sovraccarico (a)	$p_Q =$	kN/m ²	9.00

6.3.3.12 Azione del vento

L'azione del vento sulla spalla da inserire nel modello si ottiene dalla formula seguente

$$q_v = L \cdot p_v \cdot \xi_{str}$$

Dove:

Lunghezza spalla investita dal vento (m)	L	7.70
Pressione del vento (kN/m ²)	$p_v =$	250
Coefficiente di afferenza azioni spalla	$\xi_{str} =$	0.72
Azione del vento sulla spalla (kN/m)	$q_v =$	13.86

6.3.3.13 Azione sismica

Azioni Inerziali

L'inerzia del complesso spalla e terreno imbarcato si articola con i seguenti contributi elementari:

- Paraghiaia
- Fusto
- Muri di risvolto
- Orecchie
- Fondazione

M-N 1)	coefficiente sismico orizzontale = $a_{max}/g * \beta_m =$	$k_h =$		0.260
O1)	coefficiente sismico verticale = $0.5 k_h =$	$k_{v+} =$	"+-"	0.000
	Inerzia terreno imbarcato			
	<i>SPALLA</i>			
M1b	Pressione applicata sul fusto	$S_{IT} = \gamma * B_{post} * k_h =$	kN/m ²	12.60
	Momento in asse platea	$M_{ITI} =$	kNm/m	35.20

	<i>RISVOLTO SX</i>			
N1bsx	Pressione applicata sul risvolto	$S_{iT} = \gamma * B_{post} * k_h =$	kN/m ²	11.86
	Momento in asse platea	$M_{iTi} =$	kNm/m	777.92
	<i>RISVOLTO DX</i>			
N1bdx	Pressione applicata sul risvolto	$S_{iT} = \gamma * B_{post} * k_h =$	kN/m ²	11.86
	Momento in asse platea	$M_{iTi} =$	kNm/m	647.74

Spinta Terre

Le spinte delle terre sono calcolate in regime di spinta attiva; per il calcolo delle spinte sismiche in tali condizioni così come riportato nel § 7.11.6.2.1 del D.M., la spinta totale di progetto E_d può essere calcolato come:

$$S_{iT} = 1/2 * \gamma * h_{tot}^2 * k$$

dove il coefficiente di spinta del terreno è calcolato mediante la formula di Mononobe e Okabe.

Il punto di applicazione della spinta attiva è posto ad $h_{tot} / 3$, mentre quello di applicazione della sovrappinta dinamica ad $h_{tot} / 2$, con “ h_{tot} ” altezza del paramento su cui agisce la spinta delle terre.

La spinta delle terre vale:

	Incremento di spinta del terreno			
	coefficiente di spinta attiva (M1)	$k_a = \tan^2 (45^\circ - \phi/2) =$		0.271
	Spinta Terreno Sismico			
	SPALLA			
	altezza totale della spalla+ 1/2 fondazione	$H_{tot} =$	m	2.48
A2.c)	(M1) pressione sismica massima alla base	$p_{1s} (M1) =$	kN/m ²	12.77
	(M1) spinta totale	$S_{1s} (M1) =$	kN/m	15.83
	agente alla quota da intradosso fondazione	$h_{1s} =$	m	0.827
	RISVOLTO SX			
	altezza totale della spalla+ 1/2 fondazione	$H_{tot} =$	m	11.48
A2.c)	(M1) pressione sismica massima alla base	$p_{1s} (M1) =$	kN/m ²	59.11
	(M1) spinta totale	$S_{1s} (M1) =$	kN/m	339.28
	agente alla quota da intradosso fondazione	$h_{1s} =$	m	3.827
	RISVOLTO DX			
	altezza totale della spalla+ 1/2 fondazione	$H_{tot} =$	m	10.48
A2.c)	(M1) pressione sismica massima alla base	$p_{1s} (M1) =$	kN/m ²	53.96
	(M1) spinta totale	$S_{1s} (M1) =$	kN/m	282.75
	agente alla quota da intradosso fondazione	$h_{1s} =$	m	3.493

L'incremento sismico delle spinte dovute al terreno risulta:

	1) SPALLA			
	<i>Approccio 1 - combinazione M1</i>			
		pd	kN/m ²	20.874
		Ed =	kN/m	25.884
	altezza muro+ 1/2 fondazione	H =	m	2.48
M-N 2A.+)	incremento di spinta sismico	Dpd = pd - p1s =	kN/m ²	8.105
	2) RISVOLTO SX			
	<i>Approccio 1 - combinazione M1</i>			
		pd	kN/m ²	96.628
		Ed =	kN/m	554.642

	altezza risolto sx+ 1/2 fondazione	H =	m	11.48
M-N 2A.+)	incremento di spinta sismico	Dpd = pd - p1s =	kN/m ²	37.519
	3) RISVOLTO DX			
	<i>Approccio 1 - combinazione M1</i>			
		pd	kN/m ²	88.211
		Ed =	kN/m	462.223
	altezza risolto sx+ 1/2 fondazione	H =	m	10.48
M-N 2A.+)	incremento di spinta sismico	Dpd = pd - p1s =	kN/m ²	34.251

2891	6391	5891	9891	7891	8891	6891	0891	1691	2691	6691	5691	6691	6691	0071	1071	2071			
1561	1560	1559	1558	1557	1556	1555	1554	1553	1552	1551	1550	1549	1548	1547	1546	1545	1544	1543	1542
1521	1520	1519	1518	1517	1516	1515	1514	1513	1512	1511	1510	1509	1508	1507	1506	1505	1504	1503	1502
1541	1540	1539	1538	1537	1536	1535	1534	1533	1532	1531	1530	1529	1528	1527	1526	1525	1524	1523	1522
1481	1480	1479	1478	1477	1476	1475	1474	1473	1472	1471	1470	1469	1468	1467	1466	1465	1464	1463	1462
1501	1500	1499	1498	1497	1496	1495	1494	1493	1492	1491	1490	1489	1488	1487	1486	1485	1484	1483	1482
1441	1440	1439	1438	1437	1436	1435	1434	1433	1432	1431	1430	1429	1428	1427	1426	1425	1424	1423	1422
1481	1480	1459	1458	1457	1456	1455	1454	1453	1452	1451	1450	1449	1448	1447	1446	1445	1444	1443	1442
1401	1400	1399	1398	1397	1396	1395	1394	1393	1392	1391	1390	1389	1388	1387	1386	1385	1384	1383	1382
1421	1420	1419	1418	1417	1416	1415	1414	1413	1412	1411	1410	1409	1408	1407	1406	1405	1404	1403	1402
1381	1380	1379	1378	1377	1376	1375	1374	1373	1372	1371	1370	1369	1368	1367	1366	1365	1364	1363	1362

Figura 6.11 Pali Risolto sinistro

1301	1300	1299	1298	1297	1296	1295	1294	1293	1292	1291	1290	1289	1288	1287	1286	1285	1284	1283	1282
1321	1320	1319	1318	1317	1316	1315	1314	1313	1312	1311	1310	1309	1308	1307	1306	1305	1304	1303	1302
1281	1280	1279	1278	1277	1276	1275	1274	1273	1272	1271	1270	1269	1268	1267	1266	1265	1264	1263	1262
1341	1340	1339	1338	1337	1336	1335	1334	1333	1332	1331	1330	1329	1328	1327	1326	1325	1324	1323	1322
1261	1260	1259	1258	1257	1256	1255	1254	1253	1252	1251	1250	1249	1248	1247	1246	1245	1244	1243	1242
1361	1360	1359	1358	1357	1356	1355	1354	1353	1352	1351	1350	1349	1348	1347	1346	1345	1344	1343	1342
1201	1200	1199	1198	1197	1196	1195	1194	1193	1192	1191	1190	1189	1188	1187	1186	1185	1184	1183	1182
1241	1240	1239	1238	1237	1236	1235	1234	1233	1232	1231	1230	1229	1228	1227	1226	1225	1224	1223	1222
1181	1180	1179	1178	1177	1176	1175	1174	1173	1172	1171	1170	1169	1168	1167	1166	1165	1164	1163	1162
1221	1220	1219	1218	1217	1216	1215	1214	1213	1212	1211	1210	1209	1208	1207	1206	1205	1204	1203	1202
1911	0911	6511	8511	7511	9511	5511	9511	5511	5511	1511	0511	6111	8111	4711	9711	5711	7711	3711	2711

Figura 6.12 Pali Risvolto destro

6.3.4.2 Stati limite ultimi Struttura: A1+M1

Fondazione paragliaia

Fila pali anteriore - Da testa palo a -2m da testa palo

N	M	descrizione	elemento
-1231.26	224.02	M2max	1141
-1319.53	673.66	M2min	296
-1451.74	266.91	M3max	1141
-1319.06	670.28	M3min	296
-421.22	56.99	Pmin Comp.	866
-1917.76	237.75	Pmax Comp.	296
-892.58	209.35	smax	1141
-1674.30	646.49	smin	296

Massimo sforzo di taglio ottenuto per quadratura:

V2	288.85	284.69
V3	176.12	186.15
elemento	296	296
quadratura V2+V3	338.30	340.15

Fila pali anteriore - Da -2m a piede palo

N	M	descrizione	elemento
-1806.83	179.52	M2max	291
-1346.03	335.51	M2min	295
-1826.92	174.69	M3max	290
-1345.57	334.89	M3min	295
-462.51	60.90	Pmin Comp.	767
-2553.93	0.00	Pmax Comp.	272
-1128.30	143.96	smax	291
-1700.81	308.81	smin	295

Fila pali posteriore - Da testa palo a -2m da testa palo

N	M	descrizione	elemento
-1030.43	95.93	M2max	1066
-1241.16	838.28	M2min	189
-1451.53	290.03	M3max	1066
-1257.80	828.17	M3min	189
-306.66	377.73	Pmin Comp.	545
-1739.11	270.38	Pmax Comp.	189
-1078.68	223.99	smax	1066
-1241.16	838.28	smin	189

Massimo sforzo di taglio ottenuto per quadratura:

V2	298.92	294.61
V3	297.64	309.11
elemento	189	189
quadratura V2+V3	421.83	427.02

Fila pali posteriore - Da -2m a piede palo

N	M	descrizione	elemento
-1450.05	222.18	M2max	163
-1267.67	412.49	M2min	167
-1482.03	216.87	M3max	162
-1284.31	408.33	M3min	167
-326.30	181.40	Pmin Comp.	542
-2375.28	0.00	Pmax Comp.	144
-699.14	161.29	smax	266
-1267.67	412.49	smin	167

Fondazione paraghiaia – massimo N per la verifica a punzonamento

N	M	descrizione	elemento
-1917.76	237.75	Pmax Comp.	296

Risvolto sinistro

Da testa palo a -2m da testa palo (solo pali n° 1421,1682,1441 e 1521)

N	M	descrizione	elemento
-1688.85	349.43	M2max	1441
-2688.55	1321.85	M2min	1682
-912.12	323.41	M3max	1421
-2401.23	1187.54	M3min	1441
-167.82	872.85	Pmin Comp.	1421
-2715.06	665.87	Pmax Comp.	1682
-804.89	327.94	smax	1421
-2688.55	1321.85	smin	1682

Massimo sforzo di taglio ottenuto per quadratura:

V2	401.47	389.46
V3	478.06	527.16
elemento	1441	1682
quadratura V2+V3	624.28	655.42

Da testa palo a -10m da testa palo

N	M	descrizione	elemento
-1920.88	348.60	M2max	1376
-2132.92	1230.23	M2min	1561
-2655.89	318.11	M3max	1475
-2496.85	1237.95	M3min	1481
-187.46	394.74	Pmin Comp.	1420
-2953.62	132.40	Pmax Comp.	1692
-564.20	337.62	smax	1416
-2577.72	1303.81	smin	1521

Massimo sforzo di taglio ottenuto per quadratura:

V2	404.33	354.97
V3	488.26	522.09
elemento	1481	1561
quadratura V2+V3	633.94	631.34

Da -10m a piede palo

N	M	descrizione	elemento
-2951.05	132.21	M2max	1693
-1084.41	6.15	M2min	1445
-2761.92	127.21	M3max	1471
-2590.70	4.73	M3min	1544
-364.17	95.40	Pmin Comp.	1411
-3218.70	0.00	Pmax Comp.	1702

-364.17	95.40	smax	1411
-3218.70	0.00	smin	1702

Fondazione risolto sinistro – massimo N per la verifica a punzonamento

N	M	descrizione	elemento
-2715.06	665.87	Pmax Comp.	1682

Risolto destro

Da testa palo a -2m da testa palo

N	M	descrizione	elemento
-2927.88	894.83	M2max	1221
-52.83	132.60	M2min	1301
-924.29	693.73	M3max	1261
-2927.10	893.72	M3min	1221
12.04	386.30	Pmax Traz.	1301
-3001.81	414.48	Pmax Comp.	1221
-1099.65	831.02	smax	1201
-2967.42	386.33	smin	1221

Massimo sforzo di taglio ottenuto per quadratura:

V2	-91.54	-63.71
V3	-353.95	-487.59
elemento	1261	1161
quadratura V2+V3	365.60	491.73

Da -2m a piede palo

N	M	descrizione	elemento
-2990.52	424.10	M2max	1220
-3085.15	261.12	M2min	1216
-1376.51	379.16	M3max	1320
-2953.61	418.06	M3min	1220
-7.60	162.05	Pmin Comp.	1320
-3505.44	0.00	Pmax Comp.	1202
-1522.76	316.94	smax	1340
-3094.09	261.07	smin	1216

Fondazione risolto destro – massimo N per la verifica a punzonamento

N	M	descrizione	elemento
-3001.81	414.48	Pmax Comp.	1221

6.3.4.3 Stati limite ultimi Geotecnica: A2+M1

Fondazione paragliaia

Fila pali anteriore

N	M	descrizione	elemento
-1372.26	141.77	M2max	291
-1000.01	525.06	M2min	296
-1113.43	201.91	M3max	1141
-999.61	522.01	M3min	296
-421.64	57.18	Pmin Comp.	866
-1960.69	0.00	Pmax Comp.	272
-660.06	155.43	smax	1141
-1274.08	503.96	smin	296

Fila pali posteriore

N	M	descrizione	elemento
-1056.77	174.24	M2max	163
-899.25	653.82	M2min	189
-1086.94	218.73	M3max	1066
-913.67	645.01	M3min	189
-336.49	348.89	Pmin Comp.	545
-1786.11	0.00	Pmax Comp.	144
-716.10	147.50	smax	266
-899.25	653.82	smin	189

Risolto sinistro

N	M	descrizione	elemento
-1395.40	266.02	M2max	1376
-2048.50	1008.27	M2min	1682
-1998.30	242.87	M3max	1475
-1880.49	942.56	M3min	1481
-254.73	847.16	Pmin Comp.	1421
-2441.20	0.00	Pmax Comp.	1702
-352.91	257.68	smax	1416
-2048.50	1008.27	smin	1682

Risolto destro

N	M	descrizione	elemento
-2211.36	677.27	M2max	1221
-1474.21	209.47	M2min	1156
-688.35	516.65	M3max	1261
-2170.42	669.96	M3min	1221
5.34	376.06	Pmax Traz.	1301
-2613.53	0.00	Pmax Comp.	1202
-803.71	624.92	smax	1201
-2295.68	196.03	smin	1216

6.3.4.4 Condizione sismica Struttura: A1+M1

Fondazione paraghiaia

Fila pali anteriore - Da testa palo a -2m da testa palo

N	M	descrizione	elemento
-416.74	922.87	M2max	1141
-1086.28	978.95	M2min	296
-416.22	534.01	M3max	1141
-1223.78	665.41	M3min	296
-63.67	762.20	Pmin Comp.	321
-1350.74	434.16	Pmax Comp.	296
-416.74	922.87	smax	1141
-1086.28	978.95	smin	296

Massimo sforzo di taglio ottenuto per quadratura:

V2	319.67	178.56
V3	200.00	479.73
elemento	296	296
quadratura V2+V3	377.08	511.88

Fila pali anteriore - Da -2m a piede palo

N	M	descrizione	elemento
-436.37	469.53	M2max	1140
-1105.91	470.22	M2min	295
-435.86	269.77	M3max	1140
-992.05	285.73	M3min	295
-83.31	388.32	Pmin Comp.	320
-1821.98	0.00	Pmax Comp.	272
-436.37	469.53	smax	1140
-1105.91	470.22	smin	295

Fila pali posteriore - Da testa palo a -2m da testa palo

N	M	descrizione	elemento
-730.20	1038.58	M2max	189
-370.12	1401.99	M2min	189
-822.11	567.81	M3max	1066
-196.46	834.33	M3min	189
132.97	471.17	Pmax Traz.	545
-1030.65	181.09	Pmax Comp.	189
-730.20	1038.58	smax	189
-370.12	1401.99	smin	189

Massimo sforzo di taglio ottenuto per quadratura:

V2	338.61	199.16
V3	302.90	680.07
elemento	189	189
quadratura V2+V3	454.32	708.63

Fila pali posteriore - Da -2m a piede palo

N	M	descrizione	elemento
-749.83	538.38	M2max	167
-389.75	696.63	M2min	167
-841.74	291.95	M3max	1065
-216.09	382.46	M3min	167
113.33	192.16	Pmax Traz.	542
-1501.89	0.00	Pmax Comp.	144
-795.56	518.12	smax	167
-389.75	696.63	smin	167

Fondazione paraghiaia – massimo N per la verifica a punzonamento

N	M	descrizione	elemento
-1350.74	434.16	Pmax Comp.	296

Risvolto sinistro

Da testa palo a -2m da testa palo (solo pali n° 1421, 1682, 1441 e 1521)

N	M	descrizione	elemento
-554.68	408.59	M2max	1376
-2505.99	1365.03	M2min	1682
508.19	388.84	M3max	1682
-1516.13	1171.27	M3min	1441
1816.75	1011.10	Pmax Traz.	1421
-2898.69	0.00	Pmax Comp.	1702
1718.57	397.86	smax	1416
-2505.99	1365.03	smin	1682

Massimo sforzo di taglio ottenuto per quadratura:

V2	404.63	399.94
V3	524.48	603.64
elemento	1441	1682
quadratura V2+V3	662.42	724.10

Da testa palo a -10m da testa palo

N	M	descrizione	elemento
-554.68	408.59	M2max	1376
-959.01	1247.85	M2min	1561
-270.46	372.21	M3max	1401
-1873.51	1225.45	M3min	1481
1797.11	394.34	Pmax Traz.	1420
-2702.34	144.50	Pmax Comp.	1692
1718.57	397.86	smax	1416
-1873.51	1225.45	smin	1481

Massimo sforzo di taglio ottenuto per quadratura:

V2	403.00	368.85
V3	543.04	587.03

elemento	1481	1561
quadratura V2+V3	676.24	693.29

Da -10m a piede palo

N	M	descrizione	elemento
-2702.34	144.50	M2max	1693
-535.42	40.63	M2min	1371
-1712.48	130.79	M3max	1431
311.84	45.08	M3min	1693
1620.40	122.19	Pmax Traz.	1411
-2898.69	0.00	Pmax Comp.	1702
1620.40	122.19	smax	1411
-2846.33	5.71	smin	1700

Fondazione risolto sinistro – massimo N per la verifica a punzonamento

N	M	descrizione	elemento
-2898.69	0.00	Pmax Comp.	1702

Risolto destro

Da testa palo a -2m da testa palo

N	M	descrizione	elemento
-1574.93	865.46	M2max	1221
136.75	181.42	M2min	1321
-422.37	451.48	M3max	1261
-660.44	578.53	M3min	1221
383.87	444.28	Pmax Traz.	1301
-1595.54	385.94	Pmax Comp.	1221
-259.39	836.17	smax	1181
-802.43	86.77	smin	1301

Massimo sforzo di taglio ottenuto per quadratura:

V2	-205.25	-70.11
V3	-103.70	-478.60
elemento	1261	1161
quadratura V2+V3	229.96	483.71

Da -2m a piede palo

N	M	descrizione	elemento
-1594.56	392.52	M2max	1220
-453.88	273.11	M2min	1156
-716.94	249.75	M3max	1200
-680.08	277.47	M3min	1220
364.23	198.81	Pmax Traz.	1300
-1968.61	0.00	Pmax Comp.	1202
-279.03	375.37	smax	1180
-1673.10	259.99	smin	1216

Fondazione risolto destro– massimo N per la verifica a punzonamento

N	M	descrizione	elemento
-1595.54	385.94	Pmax Comp.	1221

6.3.4.5 Condizione sismica Geotecnica: A2+M1

Fondazione paragliaia

Fila pali anteriore

N	M	descrizione	elemento
-416.74	922.87	M2max	1141
-975.21	903.28	M2min	296
-416.22	534.01	M3max	1141
-1223.78	665.41	M3min	296
-63.67	762.20	Pmin Comp.	321
-1821.98	0.00	Pmax Comp.	272
-416.74	922.87	smax	1141
-1331.11	925.53	smin	296

Fila pali posteriore

N	M	descrizione	elemento
-730.20	1038.58	M2max	189
-529.87	1316.72	M2min	189
-822.11	567.81	M3max	1066
-196.46	834.33	M3min	189
132.97	471.17	Pmax Traz.	545
-1501.89	0.00	Pmax Comp.	144
-730.20	1038.58	smax	189
-431.55	1328.91	smin	189

Risolto sinistro

N	M	descrizione	elemento
-777.65	387.44	M2max	1376
-2505.99	1365.03	M2min	1682
508.19	388.84	M3max	1682
-1516.13	1171.27	M3min	1441
1784.27	1012.09	Pmax Traz.	1421
-2898.69	0.00	Pmax Comp.	1702
1686.09	395.13	smax	1416
-2505.99	1365.03	smin	1682

Risolto destro

N	M	descrizione	elemento
-1574.93	865.46	M2max	1221
-453.88	273.11	M2min	1156

-422.37	451.48	M3max	1261
-660.44	578.53	M3min	1221
383.87	444.28	Pmax Traz.	1301
-1968.61	0.00	Pmax Comp.	1202
-259.39	836.17	smax	1181
-1673.10	259.99	smin	1216

6.3.4.6 SOLLECITAZIONI PLATEA DI FONDAZIONE

Si riporta di seguito lo schema della numerazione degli elementi frame individuati nel programma di calcolo.

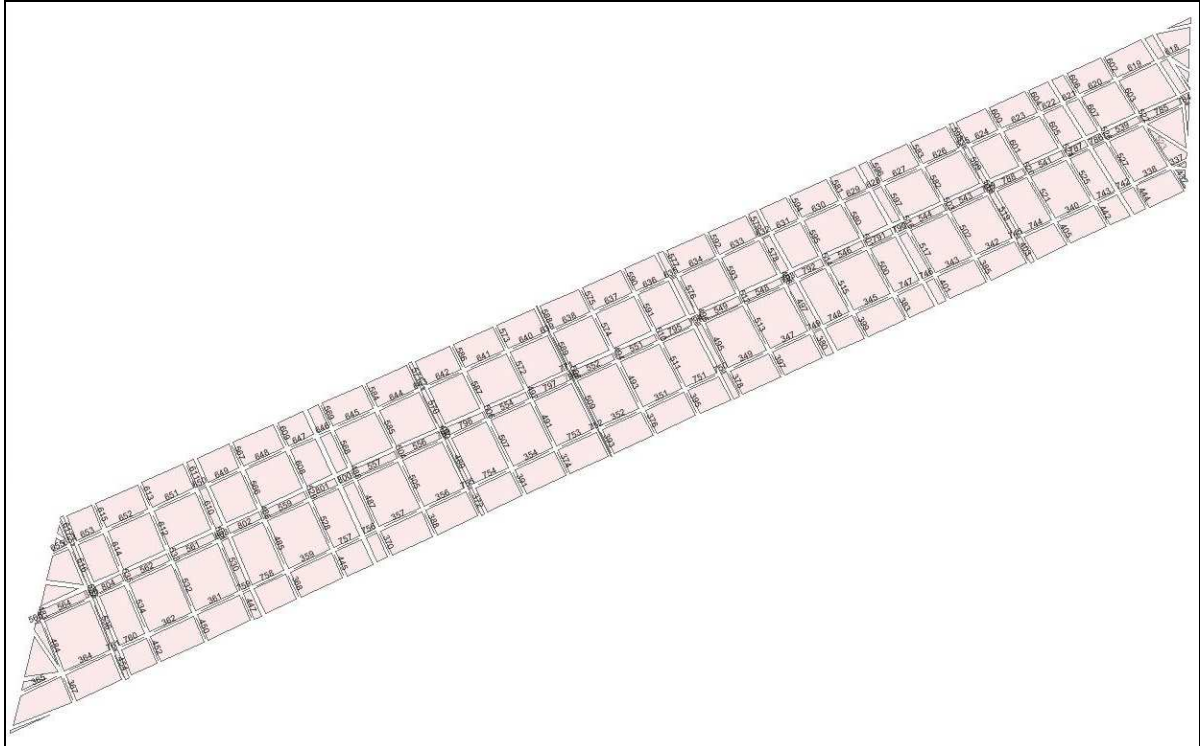


Figura 6.13 Fondazione paragliaia

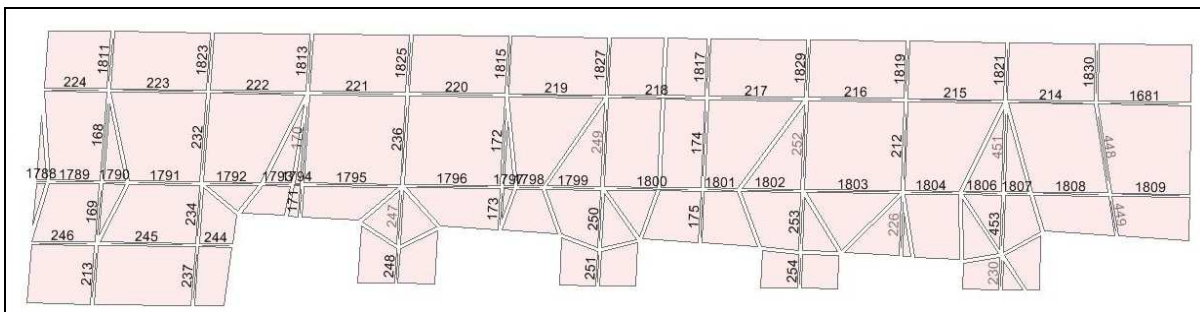


Figura 6.14 Fondazione risolto sinistro

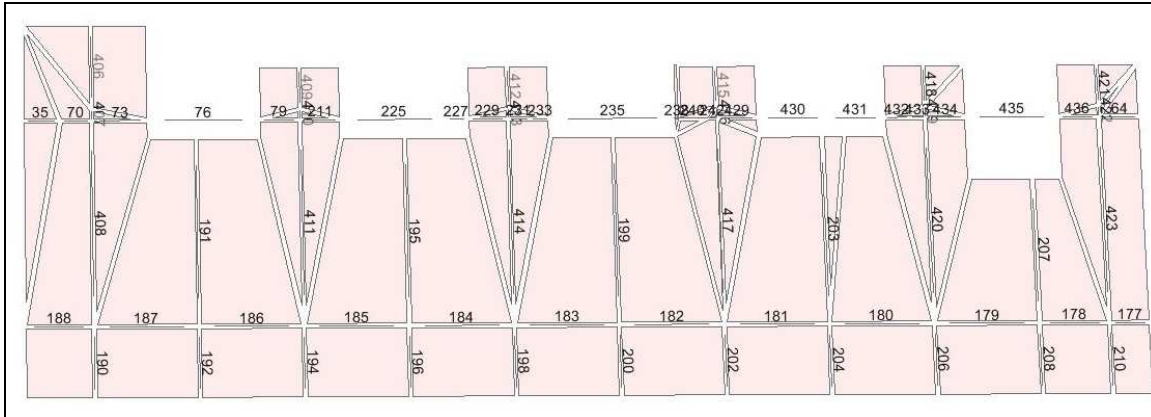


Figura 6.15 Fondazione risolto destro

6.3.4.7 Stati limite ultimi Struttura: A1+M1

Fondazione del paraghiaia

Elementi longitudinali al ponte – S3.1

N	M	descrizione	elemento
21.47	598.59	M3max	582
-225.99	-871.02	M3min	585
666.22	-91.80	Pmax Traz.	527
-571.16	235.75	Pmax Comp.	483
666.22	233.53	smax	527
-571.16	235.75	smin	483

Elementi trasversali al ponte – S3.2

N	M	descrizione	elemento
639.18	2049.65	M3max	
383.29	-943.11	M3min	
4093.34	1485.00	Pmax Traz.	
55.39	0.13	Pmin Traz.	
4093.34	1485.00	smax	
55.39	0.57	smin	

Fondazione del risolto sinistro

Elementi longitudinali al ponte – S1.3

N	M	descrizione	elemento
150.34	811.71	M3max	223
-340.97	-1379.60	M3min	214
177.98	796.79	Pmax Traz.	223
-910.94	-1205.67	Pmax Comp.	216
177.98	796.79	smax	223
-910.94	-1205.67	smin	216

Elementi longitudinali al ponte – S1.4

N	M	descrizione	elemento
-128.21	798.53	M3max	1807
106.51	-531.96	M3min	1802
623.72	200.60	Pmax Traz.	1800
-190.68	296.14	Pmax Comp.	1806
623.72	225.70	smax	1800
-190.68	-197.64	smin	1806

Elementi longitudinali al ponte – S1.5

N	M	descrizione	elemento
-0.11	1.93	M3max	246
-71.38	-850.21	M3min	245
0.44	-0.23	Pmax Traz.	244
-90.66	-814.82	Pmax Comp.	245
0.44	-0.23	smax	244
-90.66	-814.82	smin	245

Elementi trasversali al ponte – S1.1 – Zona A

N	M	descrizione	elemento
-637.85	1182.32	M3max	453
-285.24	-1369.06	M3min	448
602.42	59.24	Pmax Traz.	234
-654.70	394.01	Pmax Comp.	453
602.42	714.13	smax	234
-654.70	394.01	smin	453

Elementi trasversali al ponte – S1.1 – Zona B

N	M	descrizione	elemento
483.83	2138.59	M3max	253
328.86	657.80	M3min	247
525.21	2074.06	Pmax Traz.	253
322.43	1168.13	Pmin Traz.	250
525.21	2074.06	smax	253
322.43	659.96	smin	250

Elementi trasversali al ponte – S1.2

N	M	descrizione	elemento
-590.94	363.77	M3max	168
-613.75	-1257.93	M3min	168
-0.03	-185.11	Pmin Comp.	213
-703.28	-1205.36	Pmax Comp.	168
-0.03	1.49	smax	213
-703.28	-1205.36	smin	168

Fondazione del risvolto destro*Elementi longitudinali al ponte – S2.3*

N	M	descrizione	elemento
-5.98	285.24	M3max	182
-14.60	-1502.78	M3min	187
66.30	-418.16	Pmax Traz.	181
-64.54	236.73	Pmax Comp.	182
66.30	273.07	smax	181
-64.54	-721.73	smin	182

Elementi longitudinali al ponte – S2.4

N	M	descrizione	elemento
114.18	151.49	M3max	436
-46.95	-784.27	M3min	73
353.31	23.38	Pmax Traz.	242
-52.47	-772.82	Pmax Comp.	73
353.31	23.38	smax	242
-52.47	-772.82	smin	73

Elementi trasversali al ponte – S2.1 – Zona A

N	M	descrizione	elemento
-487.50	968.69	M3max	411
-472.43	-963.79	M3min	414
390.45	847.21	Pmax Traz.	419
-500.70	835.02	Pmax Comp.	411
390.45	898.28	smax	419
-500.70	-795.90	smin	411

Elementi trasversali al ponte – S2.1 – Zona B

N	M	descrizione	elemento
541.77	1407.47	M3max	410
290.91	642.27	M3min	416
541.82	1204.52	Pmax Traz.	410
290.62	642.60	Pmin Traz.	416
541.82	1405.50	smax	410
290.62	642.60	smin	416

Elementi trasversali al ponte – S2.2

N	M	descrizione	elemento
570.11	1150.28	M3max	407
-2.23	-385.11	M3min	406
570.11	931.62	Pmax Traz.	407
-297.09	549.95	Pmax Comp.	408
570.11	1150.28	smax	407
-297.09	188.04	smin	408

6.3.4.8 Condizione sismica Struttura: A1+M1

Fondazione del paraghiaia*Elementi longitudinali al ponte – S3.1*

N	M	descrizione	elemento
333.84	659.57	M3max	485
-251.10	-927.24	M3min	585
934.29	299.11	Pmax Traz.	616
-679.75	-105.62	Pmax Comp.	616
934.29	299.11	smax	616
-679.75	-172.97	smin	616

Elementi trasversali al ponte – S3.2

N	M	descrizione	elemento
404.73	1218.17	M3max	338
1671.49	-952.14	M3min	627
5625.13	330.82	Pmax Traz.	356
-3607.44	-636.58	Pmax Comp.	356
5625.13	330.82	smax	356
-3607.44	-636.58	smin	356

Fondazione del risvolto sinistro*Elementi longitudinali al ponte – S1.3*

N	M	descrizione	elemento
129.85	1004.67	M3max	223
-373.18	-1251.59	M3min	214
794.39	288.11	Pmax Traz.	218
-1133.10	-934.13	Pmax Comp.	216
794.39	288.11	smax	218
-1133.10	-934.13	smin	216

Elementi longitudinali al ponte – S1.4

N	M	descrizione	elemento
-84.89	1098.92	M3max	1807
-263.54	-497.85	M3min	1792
810.27	365.61	Pmax Traz.	1800
-468.13	150.74	Pmax Comp.	1797
810.27	365.61	smax	1800
-468.13	139.27	smin	1797

Elementi longitudinali al ponte – S1.5

N	M	descrizione	elemento
26.46	219.53	M3max	245
-93.36	-367.90	M3min	245

63.87	-148.22	Pmax Traz.	245
-108.35	-308.61	Pmax Comp.	245
63.87	143.32	smax	245
-108.35	-308.61	smin	245

Elementi trasversali al ponte – S1.1 – Zona A

N	M	descrizione	elemento
-674.47	1584.45	M3max	453
-343.79	-1343.10	M3min	448
619.22	-558.14	Pmax Traz.	234
-753.40	380.95	Pmax Comp.	453
619.22	1256.13	smax	234
-753.40	380.95	smin	453

Elementi trasversali al ponte – S1.1 – Zona B

N	M	descrizione	elemento
597.73	1393.15	M3max	253
-221.19	-439.29	M3min	247
600.21	1322.89	Pmax Traz.	253
-222.82	1068.66	Pmax Comp.	247
600.21	1322.89	smax	253
-222.82	-436.24	smin	247

Elementi trasversali al ponte – S1.2

N	M	descrizione	elemento
-362.97	440.42	M3max	168
-740.02	-816.86	M3min	168
315.94	-3.52	Pmax Traz.	168
-753.26	-738.72	Pmax Comp.	168
315.94	-3.52	smax	168
-753.26	-738.72	smin	168

Fondazione del risvolto destro

Elementi longitudinali al ponte – S2.3

N	M	descrizione	elemento
88.25	507.07	M3max	179
-14.84	-1218.66	M3min	186
130.11	198.34	Pmax Traz.	181
-87.49	-448.15	Pmax Comp.	187
130.11	151.05	smax	181
-87.49	-448.15	smin	187

Elementi longitudinali al ponte – S2.4

N	M	descrizione	elemento
186.89	389.99	M3max	436

-104.18	-679.37	M3min	73
292.65	159.03	Pmax Traz.	242
-108.32	-628.12	Pmax Comp.	73
292.65	155.19	smax	242
-108.32	-628.12	smin	73

Elementi trasversali al ponte – S2.1 – Zona A

N	M	descrizione	elemento
-407.51	1461.35	M3max	411
-396.65	-1178.41	M3min	414
412.77	923.54	Pmax Traz.	419
-407.51	1461.35	Pmax Comp.	411
412.77	932.58	smax	419
-407.51	-1128.15	smin	411

Elementi trasversali al ponte – S2.1 – Zona B

N	M	descrizione	elemento
525.76	1245.92	M3max	410
-67.72	-109.46	M3min	416
525.76	1209.32	Pmax Traz.	410
-67.72	-109.46	Pmax Comp.	416
525.76	1245.92	smax	410
-67.72	-109.46	smin	416

Elementi trasversali al ponte – S2.2

N	M	descrizione	elemento
-201.92	1339.86	M3max	408
-201.92	-442.16	M3min	408
545.42	1216.70	Pmax Traz.	407
-217.00	1218.29	Pmax Comp.	408
545.42	1268.54	smax	407
-217.00	-396.23	smin	408

6.3.4.10 Stati limite ultimi Struttura: A1+M1

Risolto di Sinistra*Direzione 1*

N	M	descrizione	elem.
-613.6	746.4	M1max	825
-603.9	-438.5	M1min	631
564.7	340.2	F1max Traz.	165
-1473.8	-221.4	F1max Comp.	633

Direzione 2

N	M	descrizione	elem.
-122.1	650.2	M2max	503
-364.2	-412.3	M2min	745
537.3	33.4	F2max Traz.	849
-1093.1	379.9	F2max Comp.	871

Sollecitazione di taglio

	V ₁₃	V ₂₃
max	275.41	354.22
min	-317.14	-363.84
max_v.ass	317.14	363.84

Risolto di Destra*Direzione 1*

N	M	descrizione	elem.
-151.2	611.3	M1max	1009
-84.9	-252.5	M1min	452
556.5	78.1	F1max Traz.	874
-521.3	259.2	F1max Comp.	444

Direzione 2

N	M	descrizione	elem.
-80.1	620.1	M2max	411
-63.0	-566.2	M2min	979
640.0	6.0	F2max Traz.	874
-611.5	445.0	F2max Comp.	604

Sollecitazione di taglio

	V ₁₃	V ₂₃
max	318.97	219.10
min	-78.12	-336.10
max_v.ass	318.97	336.10

6.3.4.11 Condizione sismica Struttura: A1+M1

Risvolto di Sinistra*Direzione 1*

N	M	descrizione	elem.
-506.5	836.5	M1max	825
-604.4	-484.5	M1min	631
666.9	117.0	F1max Traz.	165
-1775.3	-270.7	F1max Comp.	633

Direzione 2

N	M	descrizione	elem.
-250.6	478.7	M2max	503
-87.4	-409.0	M2min	745
686.9	39.3	F2max Traz.	849
-1497.3	-78.3	F2max Comp.	871

Sollecitazione di taglio

	V ₁₃	V ₂₃
max	282.47	398.74
min	-343.12	-375.68
max_v.ass	343.12	398.74

Risvolto di Destra*Direzione 1*

N	M	descrizione	elem.
-131.8	517.6	M1max	1009
-175.6	-367.1	M1min	452
425.7	77.0	F1max Traz.	874
-454.3	269.1	F1max Comp.	444

Direzione 2

N	M	descrizione	elem.
105.6	798.3	M2max	411
-34.3	-505.5	M2min	979
337.7	-87.7	F2max Traz.	874
-648.7	-107.0	F2max Comp.	604

Sollecitazione di taglio

	V ₁₃	V ₂₃
max	366.81	435.78
min	-234.25	-371.15
max_v.ass	366.81	435.78

6.3.4.12 SOLLECITAZIONI PARAGHIAIA

Il calcolo delle sollecitazioni viene istituito con riferimento alla condizione di massimo sovraccarico sul rilevato che secondo quanto prescritto nelle "Istruzioni al DM 2008

§ C5.1.3.3.7.1 Carichi verticali da traffico su rilevati e su terrapieni adiacenti al ponte

"Ai fini del calcolo delle spalle, dei muri d'ala e delle altre parti del ponte a contatto con il terreno, sul rilevato o sul terrapieno si può considerare applicato lo schema di carico 1, in cui per semplicità, i carichi tandem possono essere sostituiti da carichi uniformemente distribuiti equivalenti, applicati su una superficie rettangolare larga 3,0 m e lunga 2,20 m. In un rilevato correttamente consolidato, si può assumere una diffusione del carico con angolo di 30°".

§ C5.1.3.3.7.2 Carichi orizzontali da traffico su rilevati e su terrapieni adiacenti al ponte

"Ai fini del calcolo delle spalle, dei muri d'ala e dei muri laterali, i carichi orizzontali da traffico sui rilevati o sui terrapieni possono essere considerati assenti.

Per il calcolo dei muri paraghiaia si deve, invece, considerare un'azione orizzontale longitudinale di frenamento, applicata alla testa del muro paraghiaia (vedi Figura), di valore caratteristico pari al 60% del carico asse Q_{1k} . Pertanto, in ponti di 1a categoria si considererà un carico orizzontale di 180 kN, concomitante con un carico verticale di 300 kN, mentre in ponti di 2a categoria si considererà un carico orizzontale di 144 kN, concomitante con un carico verticale di 240 kN".

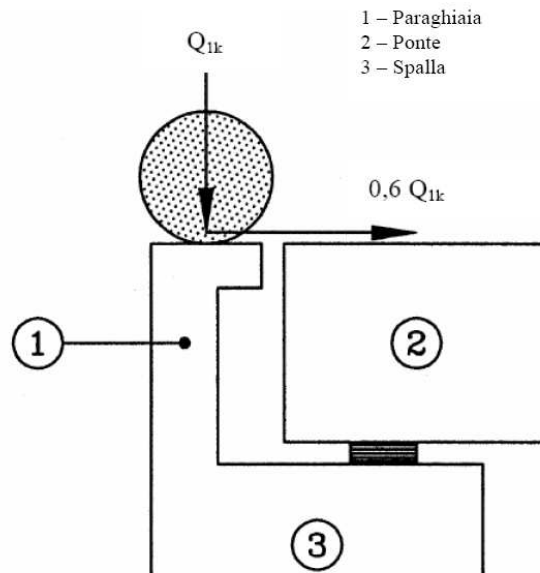


Figura 6.18 Carichi da traffico su muri paraghiaia

Si considera che agisca direttamente sul paraghiaia l'azione frenante di uno dei due carichi da 30 t costituenti il Q_{1k} , ripartita su una larghezza pari all'ingombro delle ruote del Q_{1k} aumentata della quantità derivante da una ripartizione a 45° sull'altezza del paraghiaia.

Si esamina la sezione d'incastro nella fondazione ed inoltre la sezione di incastro col risvolto, essendo questa in regime di tensoflessione.

Stati limite ultimi Struttura: A1+M1*Direzione 1*

N	M	descrizione
-2537.5	248.6	M1max
-926.2	-121.3	M1min
831.4	-3.4	F1max Traz.
-2829.9	102.5	F1max Comp.

Direzione 2

N	M	descrizione
-86	173	M1max
-26	1	M1min
-86	173	F1max Traz.
-86	173	F1max Comp.

Condizione sismica Struttura: A1+M1*Direzione 1*

N	M	descrizione
-27	20	M1max
-23	9	M1min
-27	20	F1max Traz.
-25	20	F1max Comp.

Direzione 2

N	M	descrizione
-27	20	M1max
-23	9	M1min
-27	20	F1max Traz.
-25	20	F1max Comp.

6.3.5 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

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

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); risultano i seguenti tipi di verifiche:

- 1) Verifiche agli Stati Limite Ultimi (Approccio 1, combinazione 1 – A1M1): $E_d \leq R_d$
 Presso-Flessione
 Taglio

- 2) Verifiche allo Stato Limite di Fessurazione (condizioni di esercizio, combinazione “frequente” e “quasi permanente”): come indicato nel D.M.14.01.2008, § 4.1.2.2.4.6, la verifica dell'ampiezza di fessurazione può anche essere condotta senza calcolo diretto, limitando la tensione di trazione nell'armatura, valutata nella sezione parzializzata per la combinazione di carico pertinente, ad un massimo correlato al diametro delle barre ed alla loro spaziatura. Si riportano di seguito le tabelle indicate nel § 4.1.2.2.4.6 delle Istruzioni.

Tabella C4.1.II Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Diametro massimo ϕ delle barre (mm)		
	w3 = 0,4 mm	w2 = 0,3 mm	w1 = 0,2 mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

Tabella C4.1.III Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Spaziatura massima s delle barre (mm)		
	w3 = 0,4 mm	w2 = 0,3 mm	w1 = 0,2 mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

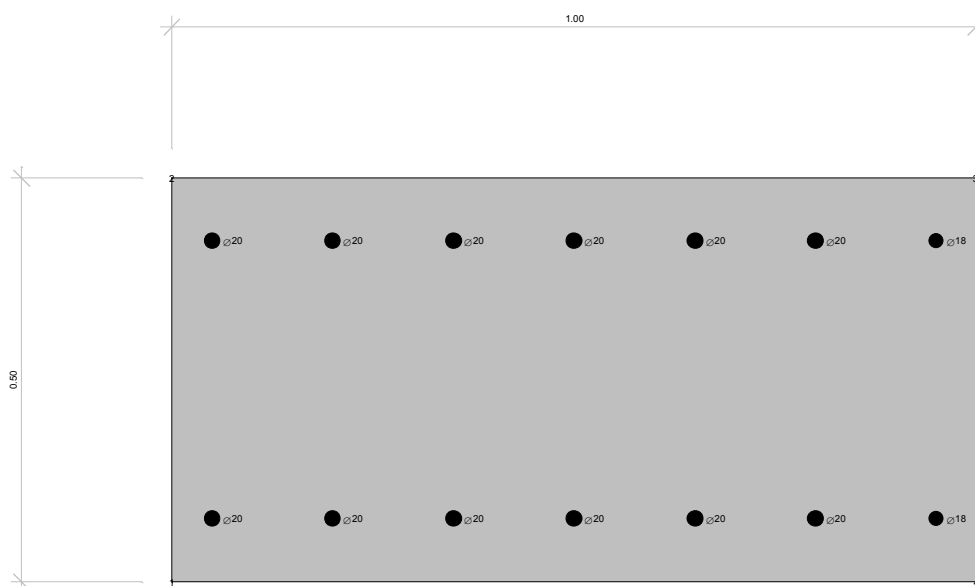
- 3) Verifiche delle azioni Sismiche (Approccio 1, combinazione 1 – A1M1): si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ e quelle dell'acciaio $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$
 Presso-Flessione
 Taglio

6.3.5.1 VERIFICHE PARAGHIAIA

6.3.5.2 SEZIONE D'INCASTRO CON IL FUSTO

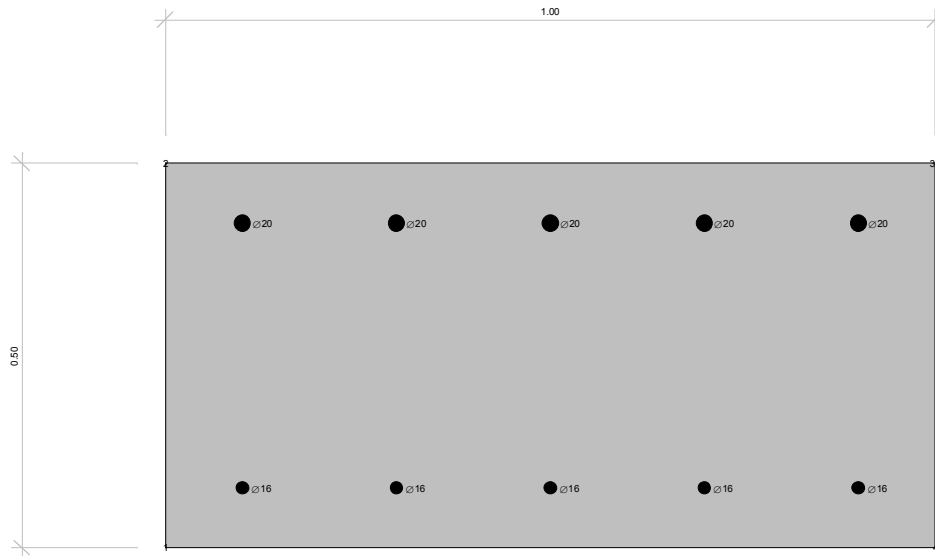
Caratteristiche geometriche della sezione – Direzione 1 (armatura orizzontale):

Larghezza b (cm)	100.0	
Altezza h (cm)	50.0	
Armatura tesa – lato contro terra (cm ²)	1Φ20/15	= 20.93
Copriferro c (cm)	7.80	
Armatura compressa – lato non contro terra (cm ²)	1Φ20/15	= 20.93
Copriferro armatura compressa c' (cm)	7.80	



Caratteristiche geometriche della sezione - Direzione 2 (armatura verticale):

Larghezza b (cm)	100.0	
Altezza h (cm)	50.0	
Armatura tesa – lato contro terra (cm ²)	1Φ20/20	= 15.70
Copriferro c (cm)	7.80	
Armatura compressa – lato non contro terra (cm ²)	1Φ16/20	= 10.05
Copriferro armatura compressa c' (cm)	7.80	



Verifiche allo stato limite ultimo per Presso-Flessione – Direzione 1 (armatura orizzontale)

Sollecitazioni Resistenti (M,N):

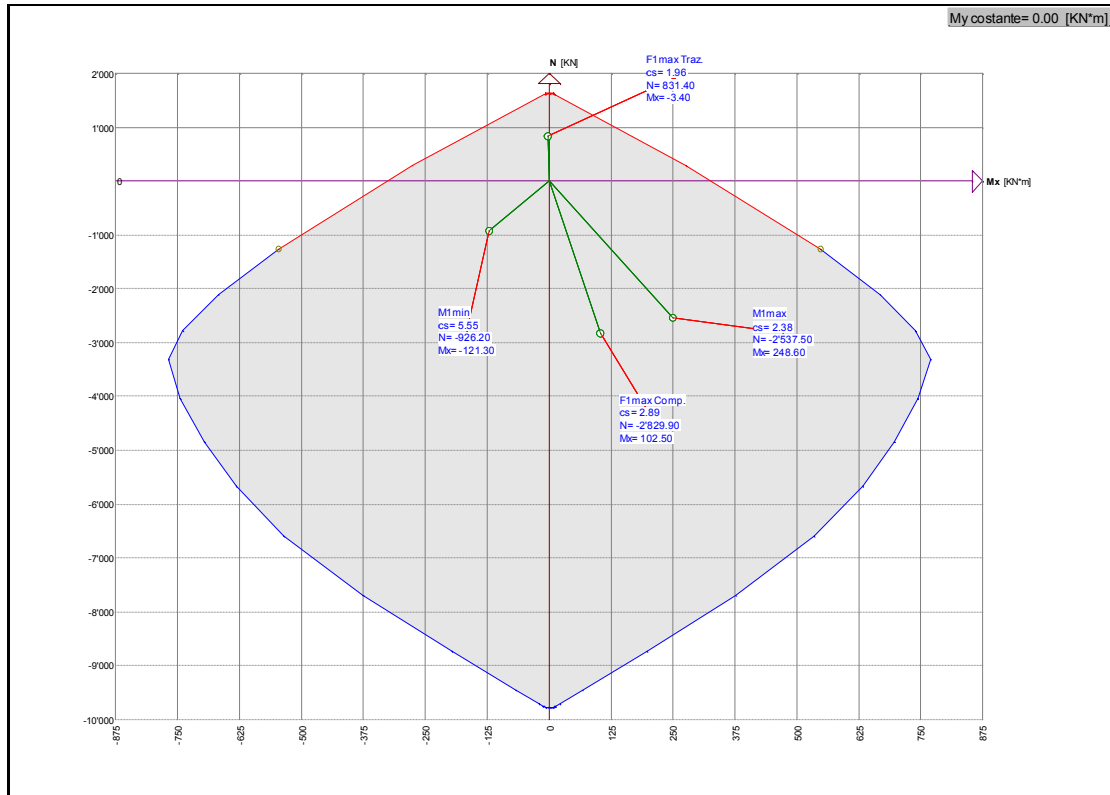
Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-9782.45	-0.0035 (sez)	1626.90	0.01 (arm)
Mx	-326.69	0.01 (arm)	325.44	0.01 (arm)

Sollecitazioni di progetto:

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M1max	-2537.50	0.00	0.00	248.60	0.00
2	M1min	-926.20	0.00	0.00	-121.30	0.00
3	F1max Traz.	831.40	0.00	0.00	-3.40	0.00
4	F1max Comp.	-2829.90	0.00	0.00	102.50	0.00

Verifiche:

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	2.3843	sezione
2	5.5535	sezione
3	1.9563	armatura
4	2.8864	sezione



Verifiche allo stato limite ultimo per Presso-Flessione – Direzione 2 (armatura verticale)

Sollecitazioni Resistenti (M,N):

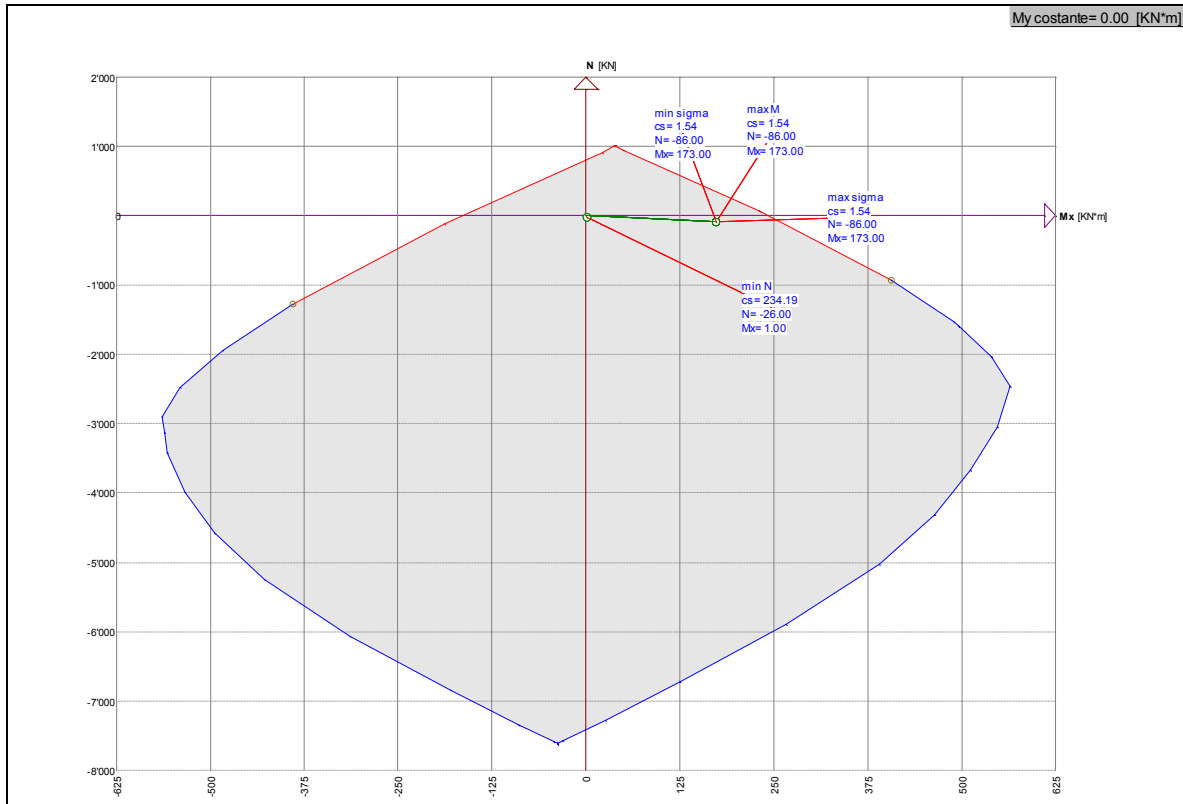
Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-7416.81	-0.0035 (sez)	805.60	0.01 (arm)
Mx	-162.75	0.01 (arm)	242.86	0.01 (arm)

Sollecitazioni di progetto:

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	max M	-86.00	0.00	0.00	173.00	0.00
2	min N	-26.00	0.00	0.00	1.00	0.00
3	max sigma	-86.00	0.00	0.00	173.00	0.00
4	min sigma	-86.00	0.00	0.00	173.00	0.00

Verifiche:

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	1.5387	armatura
2	234.1884	sezione
3	1.5387	armatura
4	1.5387	armatura



Verifiche a taglio allo stato limite ultimo

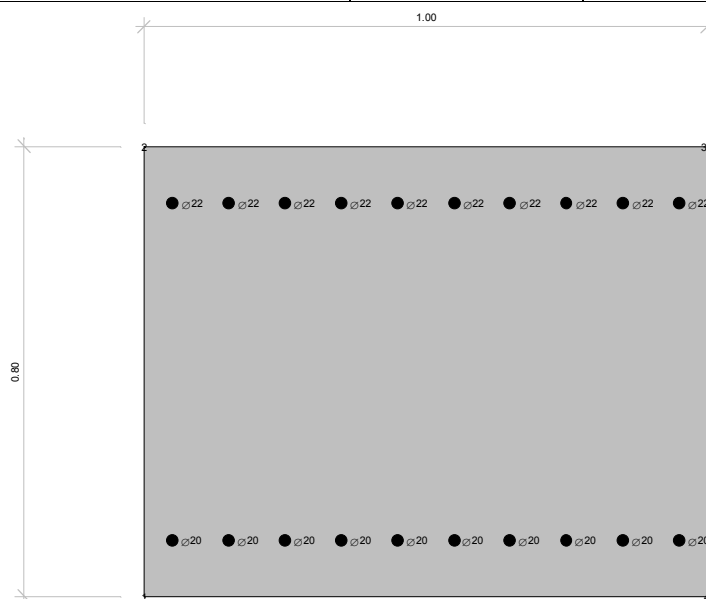
V_{Ed}	127.00	kN
N_{Ed}	0	kN
R_{ck}	40	N/mm ²
f_{ck}	33.2	N/mm ²
γ_c	1.5	
f_{cd}	18.8	
b_w	1000	mm
h	500	mm
c	78	mm
d	422	mm
f	25	mm
n°	28	
A_{sl}	1570.00	mm ²
ρ_l	0.004	
σ_{cp}	0.0	N/mm ²
k	1.6884	
V_{min}	0.4424	
	197.64	kN
	186.71	kN
V_{rd}	197.64	kN

6.3.5.3 VERIFICHE MURI DI RISVOLTO

6.3.5.4 RISVOLTO SINISTRO

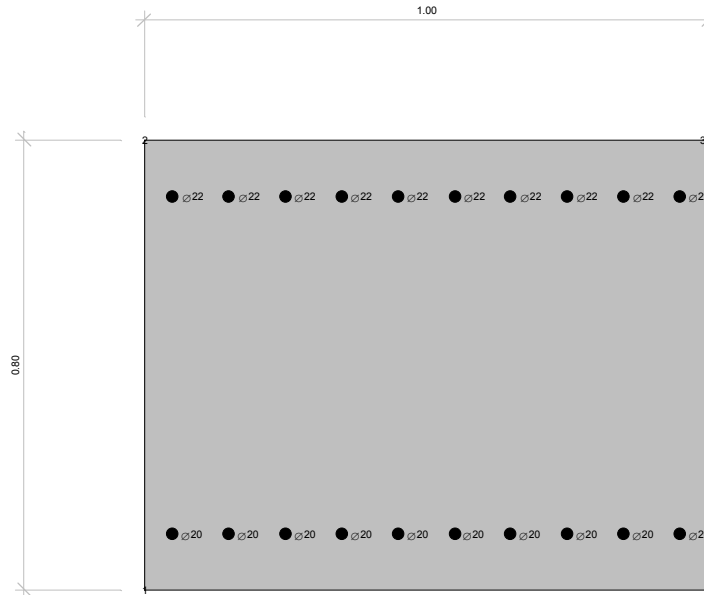
Caratteristiche geometriche della sezione – Direzione 1 (armatura orizzontale):

Larghezza b (cm)	100.0	
Altezza h (cm)	80.0	
Armatura tesa – lato contro terra (cm ²)	1Φ22/10	= 38.00
Copriferro c (cm)	8.90	
Armatura compressa – lato non contro terra (cm ²)	1Φ20/10	= 31.40
Copriferro armatura compressa c' (cm)	9.00	



Caratteristiche geometriche della sezione - Direzione 2 (armatura verticale):

Larghezza b (cm)	100.0	
Altezza h (cm)	80.0	
Armatura tesa – lato contro terra (cm ²)	1Φ22/10	= 38.00
Copriferro c (cm)	8.90	
Armatura compressa – lato non contro terra (cm ²)	1Φ20/10	= 31.40
Copriferro armatura compressa c' (cm)	9.00	



Verifiche allo stato limite ultimo per Presso-Flessione – Direzione 1 (armatura orizzontale)

Sollecitazioni Resistenti (M,N):

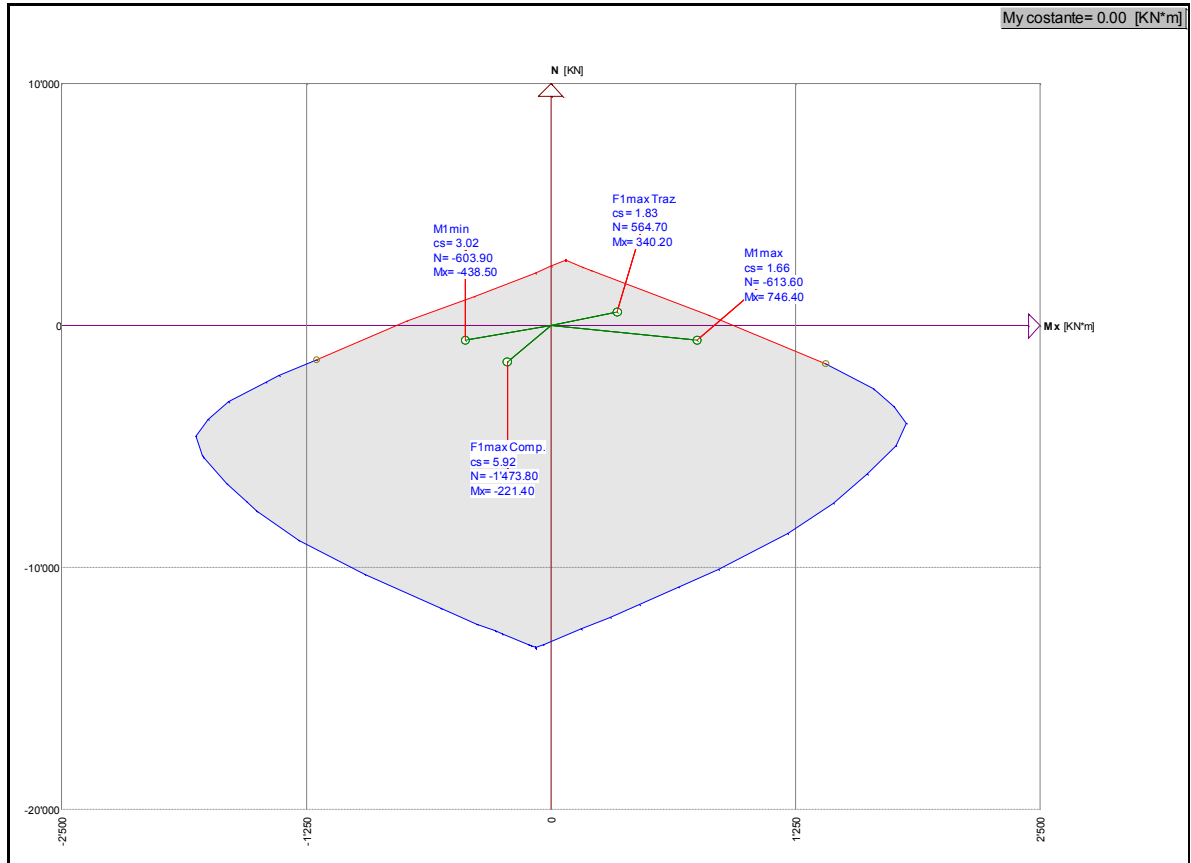
Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-13046.38	-0.0035 (sez)	2458.64	0.01 (arm)
Mx	-791.24	0.01 (arm)	943.79	-0.0035 (sez)

Sollecitazioni di progetto:

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M1max	-613.60	0.00	0.00	746.40	0.00
2	M1min	-603.90	0.00	0.00	-438.50	0.00
3	F1max Traz.	564.70	0.00	0.00	340.20	0.00
4	F1max Comp.	-1473.80	0.00	0.00	-221.40	0.00

Verifiche:

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	1.6638	armatura
2	3.0226	sezione
3	1.8262	armatura
4	5.9209	sezione



Verifiche allo stato limite ultimo per Presso-Flessione – Direzione 2 (armatura verticale)

Sollecitazioni Resistenti (M,N):

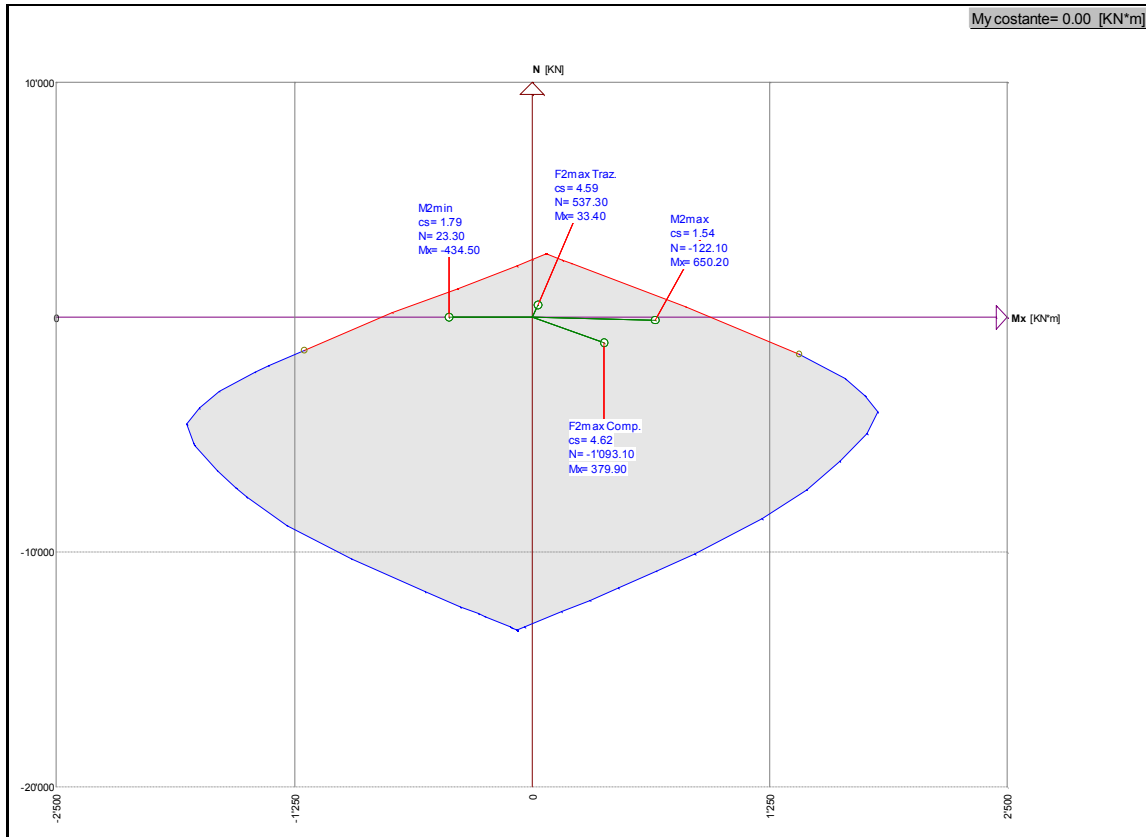
Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-13046.38	-0.0035 (sez)	2458.64	0.01 (arm)
Mx	-791.24	0.01 (arm)	943.79	-0.0035 (sez)

Sollecitazioni di progetto:

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M2max	-122.10	0.00	0.00	650.20	0.00
2	M2min	23.30	0.00	0.00	-434.50	0.00
3	F2max Traz.	537.30	0.00	0.00	33.40	0.00
4	F2max Comp.	-1093.10	0.00	0.00	379.90	0.00

Verifiche:

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	1.5357	armatura
2	1.7929	sezione
3	4.5865	armatura
4	4.6156	sezione



Verifiche a taglio allo stato limite ultimo

V_{Ed}	364.00	kN
N_{Ed}	388	kN
R_{ck}	40	N/mm ²
f_{ck}	33.2	N/mm ²
γ_c	1.5	
f_{cd}	18.8	
b_w	1000	mm
h	800	mm
c	100	mm
d	700	mm
f	25	mm
n°	28	
A_{sl}	3800.00	mm ²
ρ_l	0.005	
σ_{cp}	0.5	N/mm ²
k	1.5345	
V_{min}	0.3834	
	388.88	kN
	319.27	kN
V_{rd}	388.88	kN
SEZIONE VERIFICATA A TAGLIO		

Verifiche in campo elastico (sisma)

Parametri di sollecitazione per la verifica a pressoflessione in campo elastico – Direzione 1:

N Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	-506.50	0.00	0.00	836.50	0.00
2	-604.40	0.00	0.00	-484.50	0.00
3	666.90	0.00	0.00	117.00	0.00
4	-1775.30	0.00	0.00	-270.70	0.00

Tensioni massime nei materiali – Direzione 1:

comb.	σ max	σ min	σ s max	σ s min
1	-10.59	0.00	290.11	-94.73
2	-6.45	0.00	155.95	-60.62
3	1.88	0.00	139.02	44.07
4	-3.98	0.00	-6.25	-52.13

Parametri di sollecitazione per la verifica a pressoflessione in campo elastico – Direzione 2:

N Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	-250.60	0.00	0.00	478.70	0.00
2	-87.40	0.00	0.00	-409.00	0.00
3	686.90	0.00	0.00	39.30	0.00
4	-1497.30	0.00	0.00	-78.30	0.00

Tensioni massime nei materiali – Direzione 2:

comb.	σ max	σ min	σ s max	σ s min
1	-6.04	0.00	170.78	-53.24
2	-5.31	0.00	193.87	-40.63
3	5.69	0.00	107.58	88.47
4	-2.22	-1.09	-18.42	-31.12

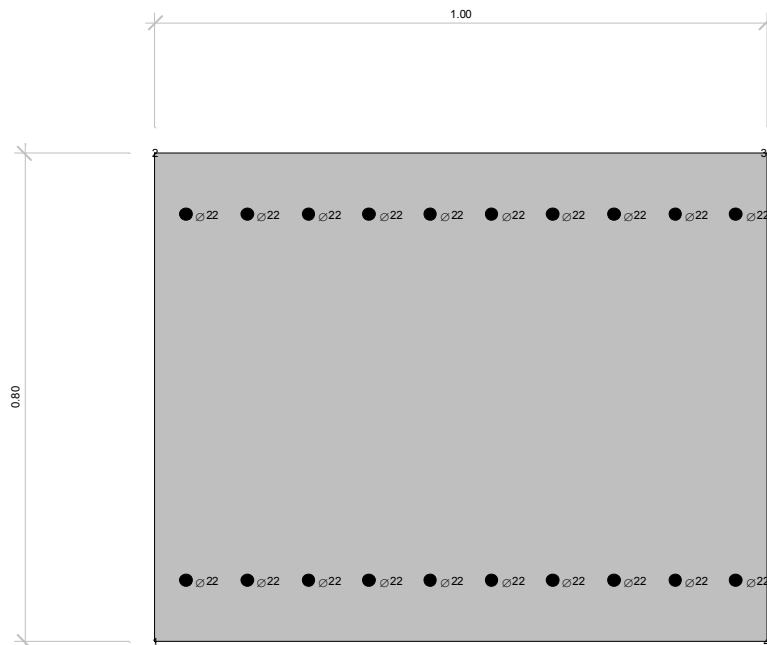
Verifica a taglio in campo elastico (massimo taglio in direzione 1 e 2):

Larghezza b (cm)	100.00
Altezza h (cm)	80.00
copriferro baricentro armatura tesa (cm)	10.00
sezione reagente a taglio (cm ²)	6300.00
T (kN)	399.00
τ_c (N/mm ²)	0.63
f_{ctE}	0.90

6.3.5.5 RISVOLTO DESTRO

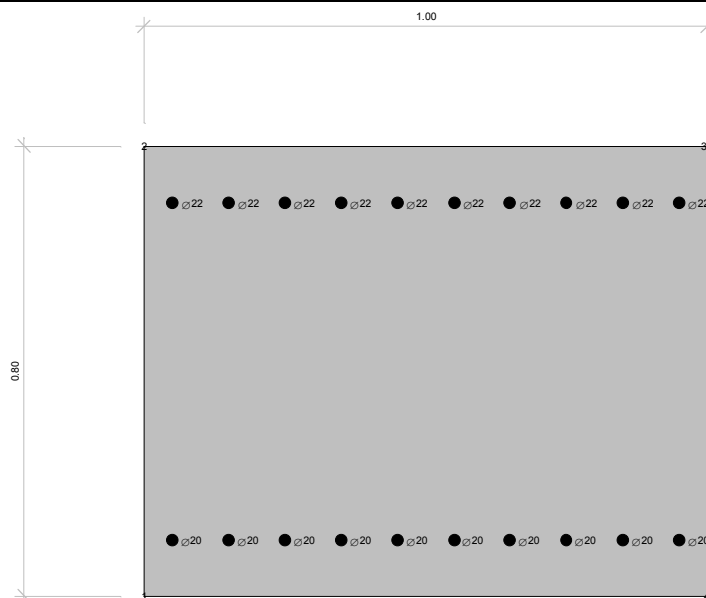
Caratteristiche geometriche della sezione – Direzione 1 (armatura orizzontale):

Larghezza b (cm)	100.0	
Altezza h (cm)	80.0	
Armatura tesa – lato contro terra (cm ²)	1 Φ 22/10	= 38.00
Copriferro c (cm)	8.90	
Armatura compressa – lato non contro terra (cm ²)	1 Φ 20/10	= 31.40
Copriferro armatura compressa c' (cm)	9.00	



Caratteristiche geometriche della sezione - Direzione 2 (armatura verticale):

Larghezza b (cm)	100.0	
Altezza h (cm)	80.0	
Armatura tesa – lato contro terra (cm ²)	1Ø22/10	= 38.00
Copriferro c (cm)	8.90	
Armatura compressa – lato non contro terra (cm ²)	1Ø22/10	= 38.00
Copriferro armatura compressa c' (cm)	8.90	



Verifiche allo stato limite ultimo per Presso-Flessione – Direzione 1 (armatura orizzontale)

Sollecitazioni Resistenti (M,N):

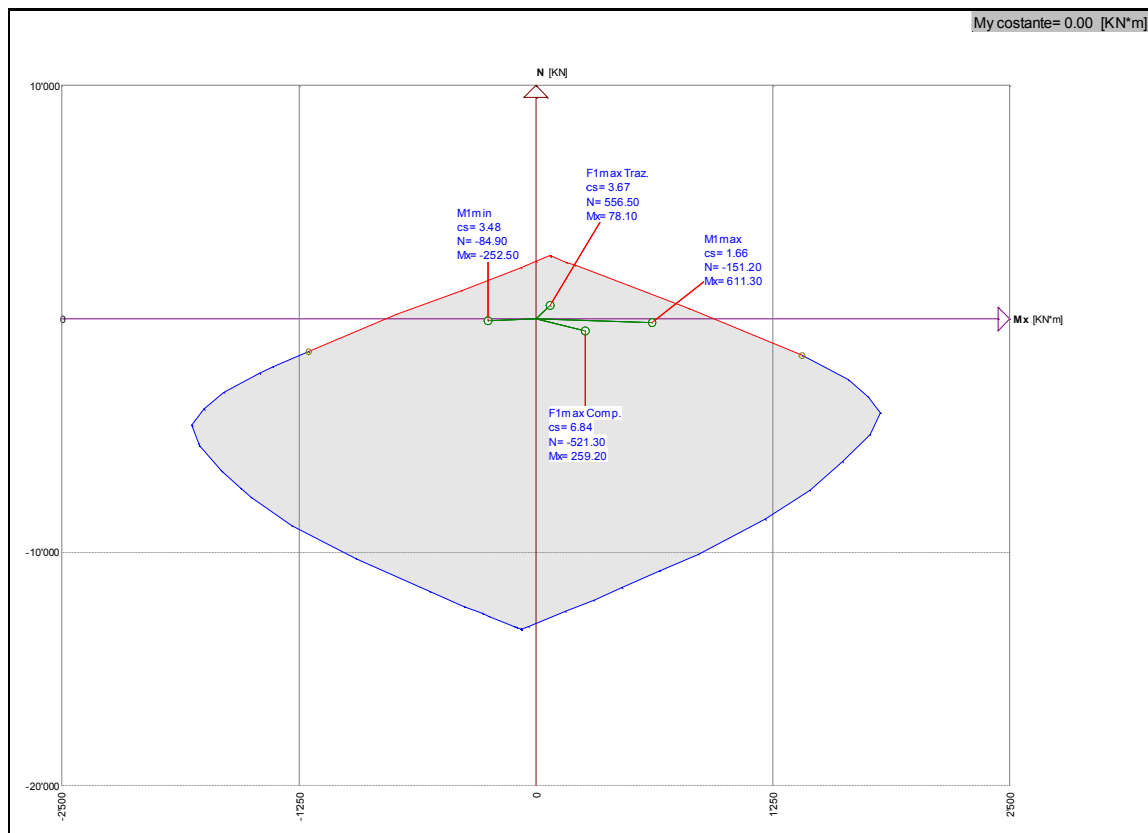
Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-13046.38	-0.0035 (sez)	2458.64	0.01 (arm)
Mx	-791.24	0.01 (arm)	943.79	-0.0035 (sez)

Sollecitazioni di progetto:

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M1max	-151.20	0.00	0.00	611.30	0.00
2	M1min	-84.90	0.00	0.00	-252.50	0.00
3	F1max Traz.	556.50	0.00	0.00	78.10	0.00
4	F1max Comp.	-521.30	0.00	0.00	259.20	0.00

Verifiche:

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	1.6641	armatura
2	3.4756	sezione
3	3.6726	armatura
4	6.8389	sezione



Verifiche allo stato limite ultimo per Presso-Flessione – Direzione 2 (armatura verticale)

Sollecitazioni Resistenti (M,N):

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-13557.45	-0.0035 (sez)	2974.95	0.01 (arm)
Mx	-944.24	0.01 (arm)	944.24	0.01 (arm)

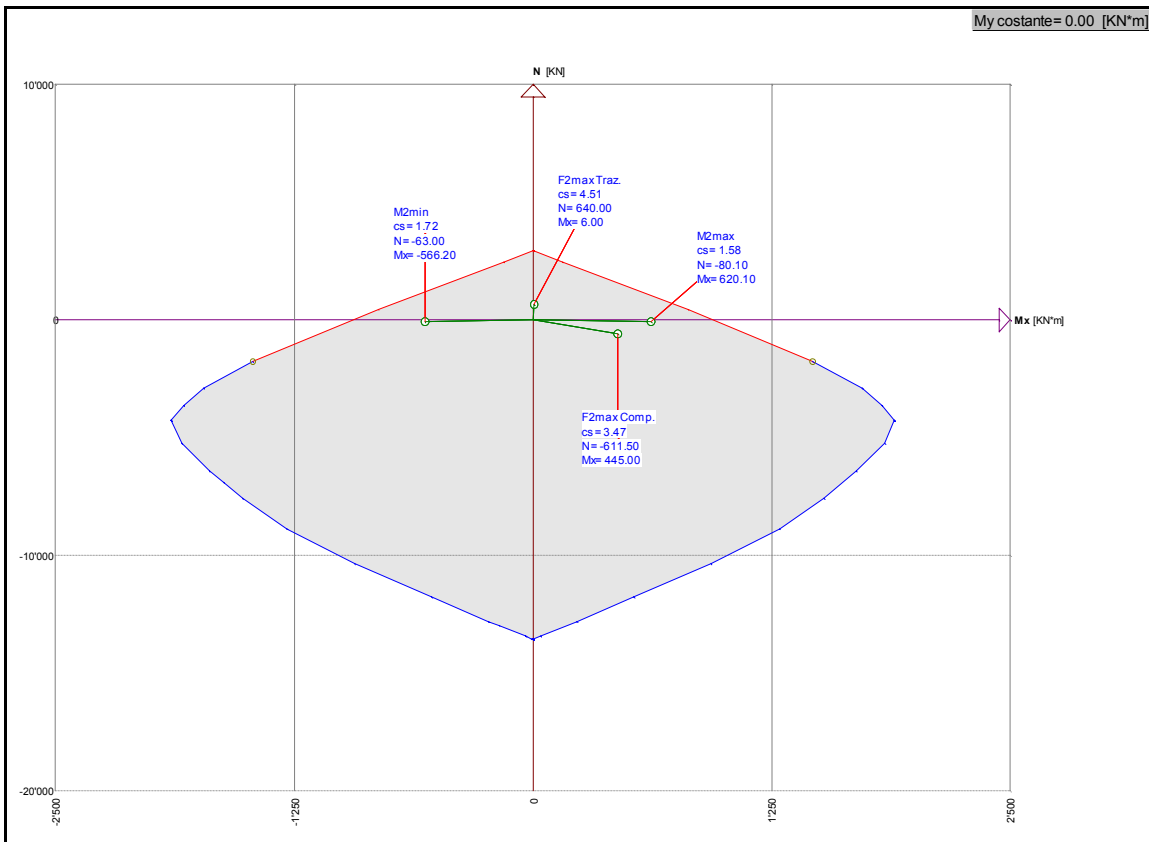
Sollecitazioni di progetto:

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M2max	-80.10	0.00	0.00	620.10	0.00

2	M2min	-63.00	0.00	0.00	-566.20	0.00
3	F2max Traz.	640.00	0.00	0.00	6.00	0.00
4	F2max Comp.	-611.50	0.00	0.00	445.00	0.00

Verifiche:

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	1.5825	armatura
2	1.7238	sezione
3	4.5075	armatura
4	3.4726	sezione



Verifiche a taglio allo stato limite ultimo

V_{Ed}	336.00	kN
N_{Ed}	58	kN
R_{ck}	40	N/mm ²
f_{ck}	33.2	N/mm ²
γ_c	1.5	
f_{cd}	18.8	
b_w	1000	mm
h	800	mm
c	100	mm
d	700	mm
f	25	mm
n°	28	
A_{sl}	3800.00	mm ²

ρl	0.005	
σ_{cp}	0.1	N/mm ²
k	1.5345	
V _{min}	0.3834	
	345.57	kN
	275.96	kN
V _{rd}	345.57	kN
SEZIONE VERIFICATA A TAGLIO		

Verifiche in campo elastico (sisma)

Parametri di sollecitazione per la verifica a pressoflessione in campo elastico – Direzione 1:

N Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	-131.80	0.00	0.00	517.60	0.00
2	-175.60	0.00	0.00	-367.10	0.00
3	425.70	0.00	0.00	77.00	0.00
4	-454.30	0.00	0.00	269.10	0.00

Tensioni massime nei materiali – Direzione 1:

comb.	σ max	σ min	σ s max	σ s min
1	-6.44	0.00	201.78	-53.95
2	-4.82	0.00	159.22	-39.22
3	1.10	0.00	89.75	26.90
4	-3.50	0.00	60.36	-36.36

Parametri di sollecitazione per la verifica a pressoflessione in campo elastico – Direzione 2:

N Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	105.60	0.00	0.00	798.30	0.00
2	-34.30	0.00	0.00	-505.50	0.00
3	337.70	0.00	0.00	-87.70	0.00
4	-648.70	0.00	0.00	-107.00	0.00

Tensioni massime nei materiali – Direzione 2:

comb.	σ max	σ min	σ s max	σ s min
1	-9.45	0.00	350.21	-71.53
2	-6.07	0.00	208.87	-48.21
3	-0.31	0.00	82.64	7.76
4	-1.52	0.00	-1.40	-19.79

Verifica a taglio in campo elastico (massimo taglio in direzione 1 e 2):

Larghezza b (cm)	100.00
Altezza h (cm)	80.00
copriferro baricentro armatura tesa (cm)	10.00
sezione reagente a taglio (cm ²)	6300.00
T (kN)	436.00
τ_c (N/mm ²)	0.69

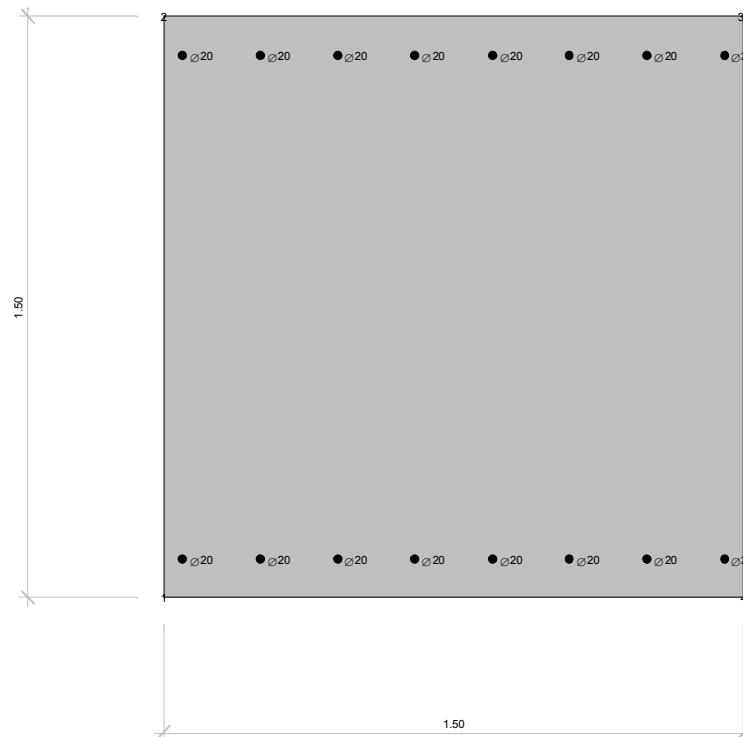
6.3.5.6 VERIFICHE PLATEA DI FONDAZIONE SOTTO AL PARAGHIAIA

Di seguito si procederà alle verifiche degli elementi con cui si è operata la schematizzazione della platea in oggetto. Così come descritto nel paragrafo ..., in senso longitudinale al ponte essa è stata suddivisa in 27 frame (elementi S3.1) di larghezza 150cm e altezza pari a quella della platea stessa (150cm) mentre in senso trasversale si sono ricavati 3 elementi frame (elementi S3.2), ciascuno di larghezza 186cm in modo da coprire l'intera sua larghezza di 560cm.

6.3.5.7 ELEMENTI LONGITUDINALI

Caratteristiche geometriche della sezione – Direzione longitudinale al ponte (elementi S3.1):

Larghezza b (cm)	150.0	
Altezza h (cm)	150.0	
Armatura estradosso (cm ²)	1Φ20/20	= 23.55
Copriferro c (cm)	9.0	
Armatura intradosso (cm ²)	1Φ20/20	= 23.55
Copriferro armatura compressa c' (cm)	9.0	



Verifiche allo stato limite ultimo per flessione

Sollecitazioni Resistenti (M,N):

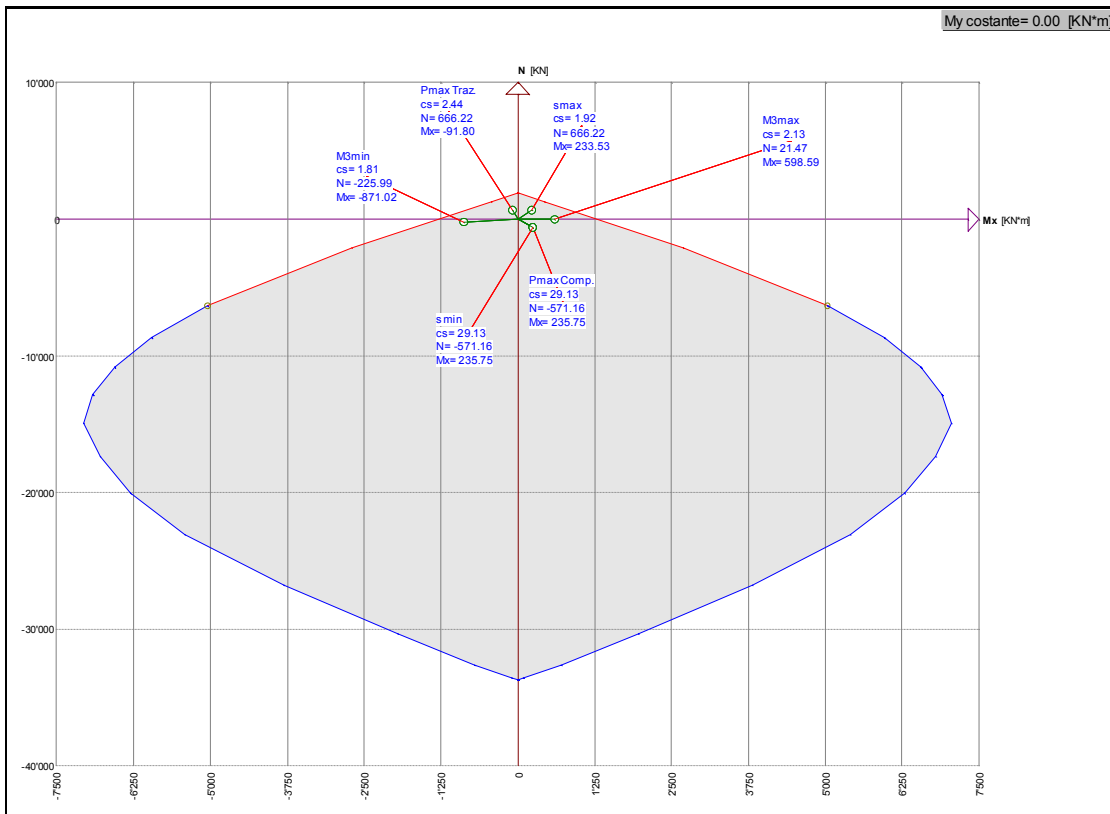
Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-33714.41	-0.0035 (sez)	1966.91	0.01 (arm)
Mx	-1303.97	0.01 (arm)	1303.97	0.01 (arm)

Sollecitazioni di progetto:

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M3max	21.47	0.00	0.00	598.59	0.00
2	M3min	-225.99	0.00	0.00	-871.02	0.00
3	Pmax Traz.	666.22	0.00	0.00	-91.80	0.00
4	Pmax Comp.	-571.16	0.00	0.00	235.75	0.00
5	smax	666.22	0.00	0.00	233.53	0.00
6	smin	-571.16	0.00	0.00	235.75	0.00

Verifiche:

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	2.1273	armatura
2	1.8118	armatura
3	2.4360	armatura
4	29.1278	sezione
5	1.9188	armatura
6	29.1278	sezione



Verifiche in campo elastico (sisma)

Parametri di sollecitazione per la verifica a pressoflessione in campo elastico:

N Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	333.84	0.00	0.00	659.57	0.00
2	-251.10	0.00	0.00	-927.24	0.00
3	934.29	0.00	0.00	299.11	0.00
4	-679.75	0.00	0.00	-105.62	0.00
5	934.29	0.00	0.00	299.11	0.00
6	-679.75	0.00	0.00	-172.97	0.00

Tensioni massime nei materiali:

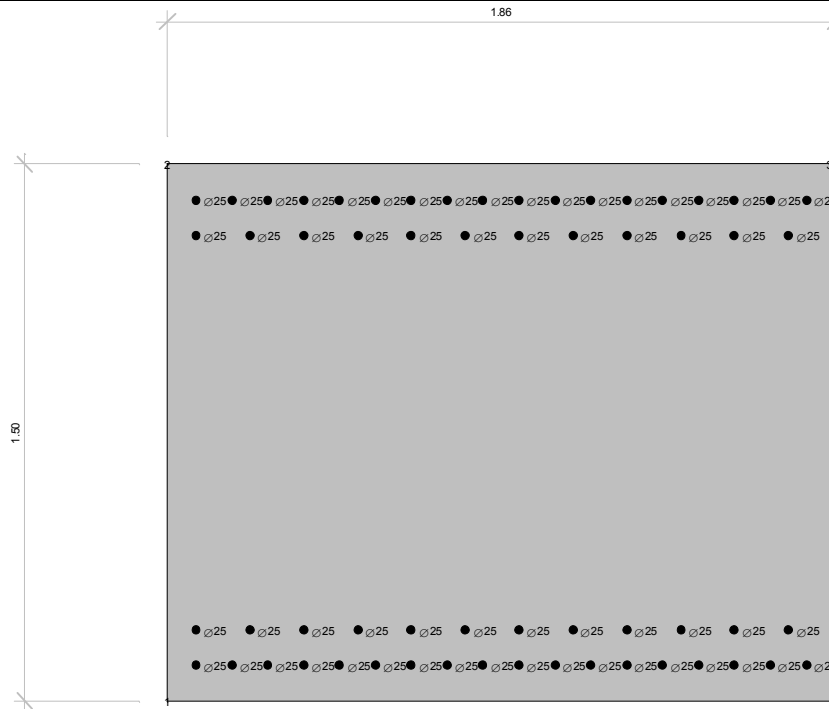
comb.	σ max	σ min	σ s max	σ s min
-------	--------------	--------------	----------------	----------------

1	-2.37	0.00	264.26	-14.12
2	-3.68	0.00	231.55	-34.79
3	5.35	0.00	277.42	94.32
4	-0.47	-0.12	-2.12	-6.65
5	5.35	0.00	277.42	94.32
6	-0.58	-0.01	-0.67	-8.10

6.3.5.8 ELEMENTI TRASVERSALI

Caratteristiche geometriche della sezione – Direzione trasversale al ponte (elementi S3.2):

Larghezza b (cm)	186.0	
Altezza h (cm)	150.0	
Armatura estradosso 1° strato (cm ²)	1Φ25/10	= 91.33
Copriferro estradosso c ₁ 1°strato (cm)	8.75	
Armatura estradosso 2° strato (cm ²)	1Φ25/15	= 60.88
Copriferro estradosso c ₂ 2°strato (cm)	13.75	
Armatura intradosso 1° strato (cm ²)	1Φ25/10	= 91.33
Copriferro armatura intradosso c ₁ ' (cm)	8.75	
Armatura intradosso 2° strato (cm ²)	1Φ25/15	= 60.88
Copriferro c ₂ ' 2°strato (cm)	13.75	



Verifiche allo stato limite ultimo per flessione

Sollecitazioni Resistenti (M,N):

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-48282.42	-0.0035 (sez)	11382.53	0.01 (arm)
Mx	-7234.37	0.01 (arm)	7224.36	0.01 (arm)

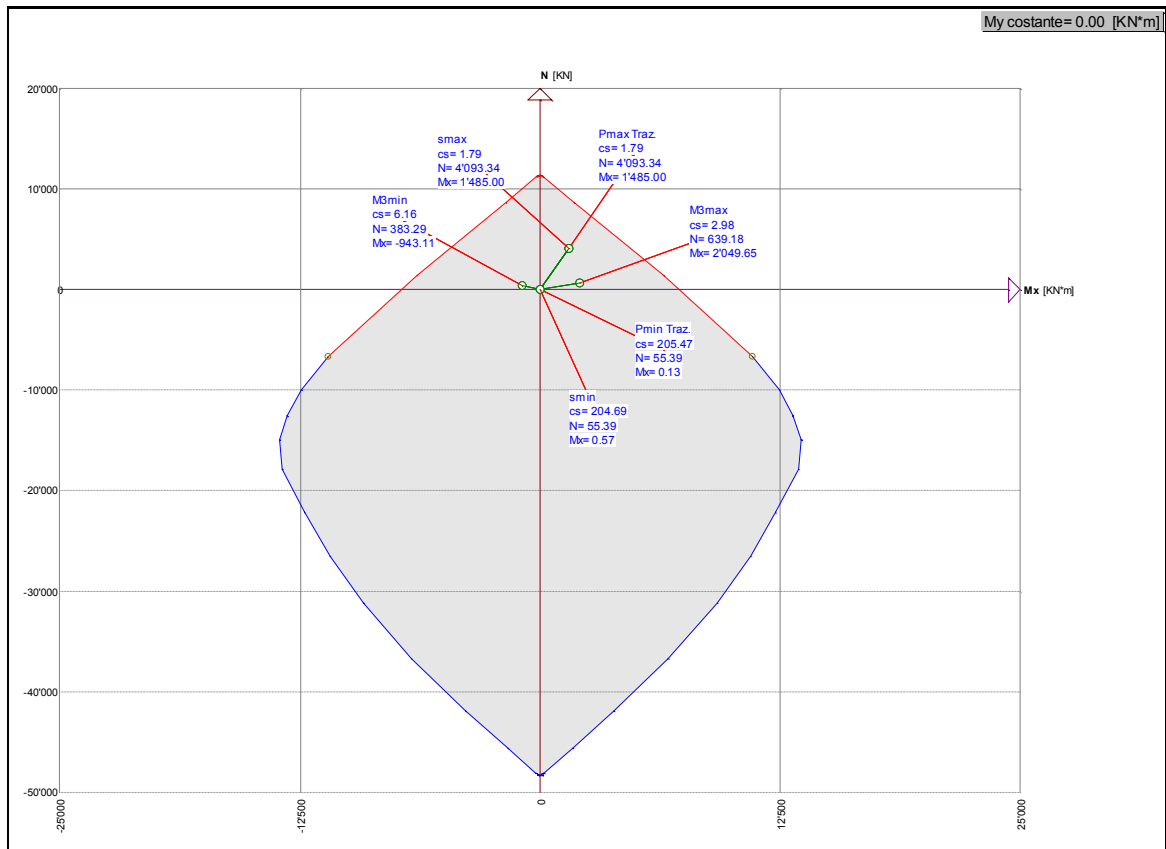
My -8268.71 0.01 (arm) 8095.50 0.01 (arm)

Sollecitazioni di progetto:

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M3max	639.18	0.00	0.00	2049.65	0.00
2	M3min	383.29	0.00	0.00	-943.11	0.00
3	Pmax Traz.	4093.34	0.00	0.00	1485.00	0.00
4	Pmin Traz.	55.39	0.00	0.00	0.13	0.00
5	smax	4093.34	0.00	0.00	1485.00	0.00
6	smin	55.39	0.00	0.00	0.57	0.00

Verifiche:

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	2.9777	armatura
2	6.1612	armatura
3	1.7859	armatura
4	205.4714	armatura
5	1.7859	armatura
6	204.6924	armatura



Verifiche in campo elastico (sisma)

Parametri di sollecitazione per la verifica a pressoflessione in campo elastico:

N Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	404.73	0.00	0.00	1218.17	0.00
2	1671.49	0.00	0.00	-952.14	0.00
3	5625.13	0.00	0.00	330.82	0.00
4	-3607.44	0.00	0.00	-636.58	0.00

5	5625.13	0.00	0.00	330.82	0.00
6	-3607.44	0.00	0.00	-636.58	0.00

Tensioni massime nei materiali:

comb.	σ max	σ min	σ s max	σ s min
1	-1.79	0.00	83.94	-18.99
2	-0.49	0.00	114.04	1.23
3	10.80	0.00	216.59	165.53
4	-1.81	-0.42	-7.66	-25.83
5	10.80	0.00	216.59	165.53
6	-1.81	-0.42	-7.66	-25.83

6.3.5.9 VERIFICHE PLATEA DI FONDAZIONE SOTTO AL RISVOLTO SINISTRO

Di seguito si procederà alle verifiche degli elementi con cui si è operata la schematizzazione della platea in oggetto. Così come descritto nel paragrafo ..., in senso longitudinale al ponte essa è stata suddivisa in 3 frame di larghezza variabile e altezza pari a quella della platea stessa (150cm) mentre in senso trasversale si sono ricavati 11 elementi frame, di cui 10 di larghezza 150cm e uno di larghezza 115cm, per i particolari si veda il disegno riportato in Figura 19.

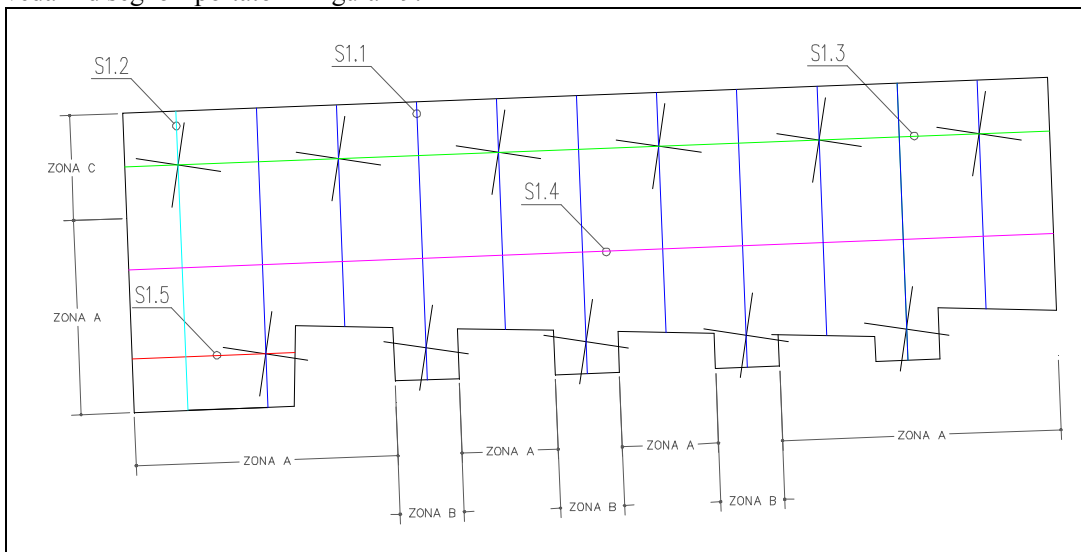
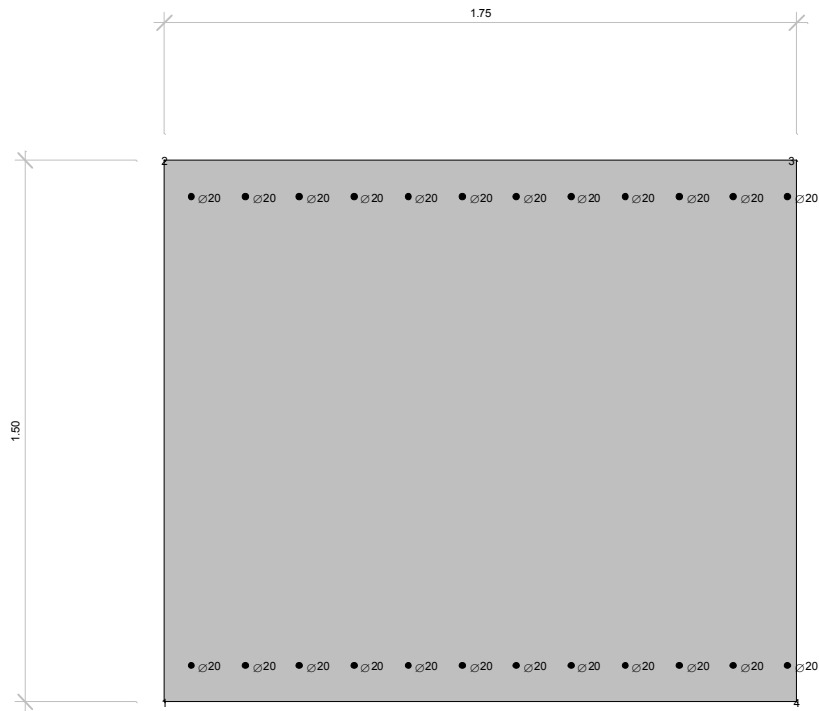


Figura 19 – Platea di fondazione sotto al risvolto sinistro – Schematizzazione a elementi frame.

6.3.5.10 ELEMENTI LONGITUDINALI - S1.3

Caratteristiche geometriche della sezione – Direzione longitudinale al ponte (elementi S1.3):

Larghezza b (cm)	175.0	
Altezza h (cm)	150.0	
Armatura estradosso (cm ²)	1Φ20/15	= 36.63
Copriferro c (cm)	9.0	
Armatura intradosso (cm ²)	1Φ20/15	= 36.63
Copriferro armatura compressa c' (cm)	9.0	



Verifiche allo stato limite ultimo per flessione

Sollecitazioni Resistenti (M,N):

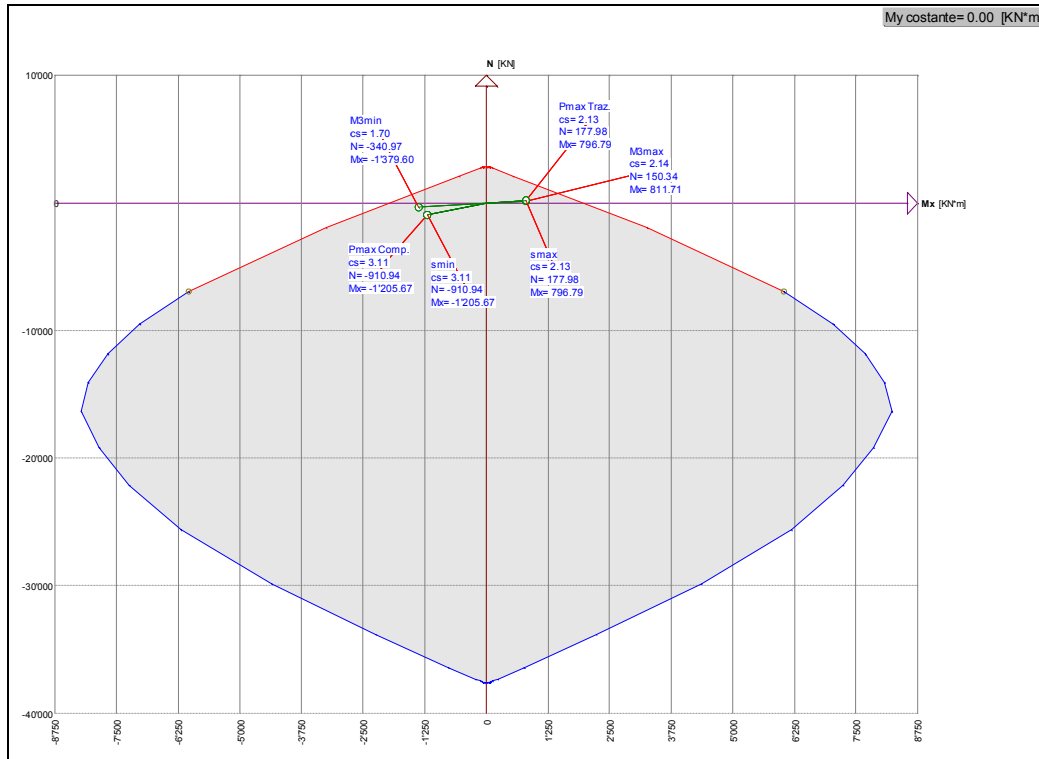
Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-37578.84	-0.0035 (sez)	2859.37	0.01 (arm)
Mx	-1953.57	0.01 (arm)	1955.05	0.01 (arm)
My	-2199.36	0.01 (arm)	2327.80	0.01 (arm)

Sollecitazioni di progetto:

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M3max	150.34	0.00	0.00	811.71	0.00
2	M3min	-340.97	0.00	0.00	-1379.60	0.00
3	Pmax Traz.	177.98	0.00	0.00	796.79	0.00
4	Pmax Comp.	-910.94	0.00	0.00	-1205.67	0.00
5	smax	177.98	0.00	0.00	796.79	0.00
6	smin	-910.94	0.00	0.00	-1205.67	0.00

Verifiche:

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	2.1430	armatura
2	1.6967	armatura
3	2.1348	armatura
4	3.1140	sezione
5	2.1348	armatura
6	3.1140	sezione



Verifiche in campo elastico (sisma)

Parametri di sollecitazione per la verifica a pressoflessione in campo elastico:

N Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	129.85	0.00	0.00	1004.67	0.00
2	-373.18	0.00	0.00	-1251.59	0.00
3	794.39	0.00	0.00	288.11	0.00
4	-1133.10	0.00	0.00	-934.13	0.00
5	794.39	0.00	0.00	288.11	0.00
6	-1133.10	0.00	0.00	-934.13	0.00

Tensioni massime nei materiali:

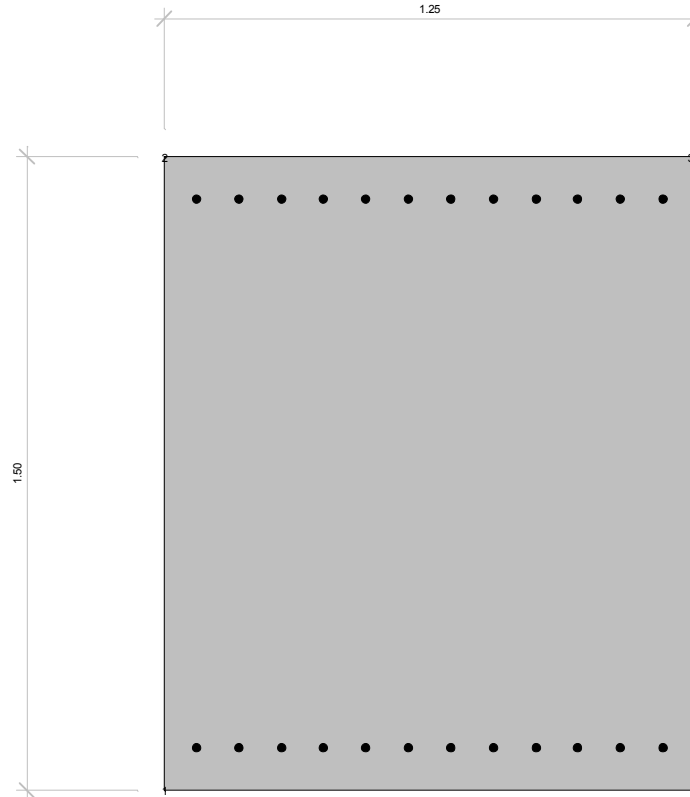
comb.	σ max	σ min	σ s max	σ s min
1	-3.06	0.00	221.21	-26.98
2	-3.88	0.00	207.28	-39.36
3	1.95	0.00	172.25	38.47
4	-2.61	0.00	61.23	-32.02
5	1.95	0.00	172.25	38.47
6	-2.61	0.00	61.23	-32.02

6.3.5.11 ELEMENTI LONGITUDINALI – S1.4

Caratteristiche geometriche della sezione – Direzione longitudinale al ponte (elementi S1.4):

Larghezza b (cm)	125.0	
Altezza h (cm)	150.0	
Armatura estradosso (cm ²)	1Φ20/10	= 39.25
Copriferro c (cm)	9.0	

Armatura intradosso (cm ²)	1Φ20/10	= 39.25
Copriferro armatura compressa c' (cm)	9.0	



Verifiche allo stato limite ultimo per flessione

Sollecitazioni Resistenti (M,N):

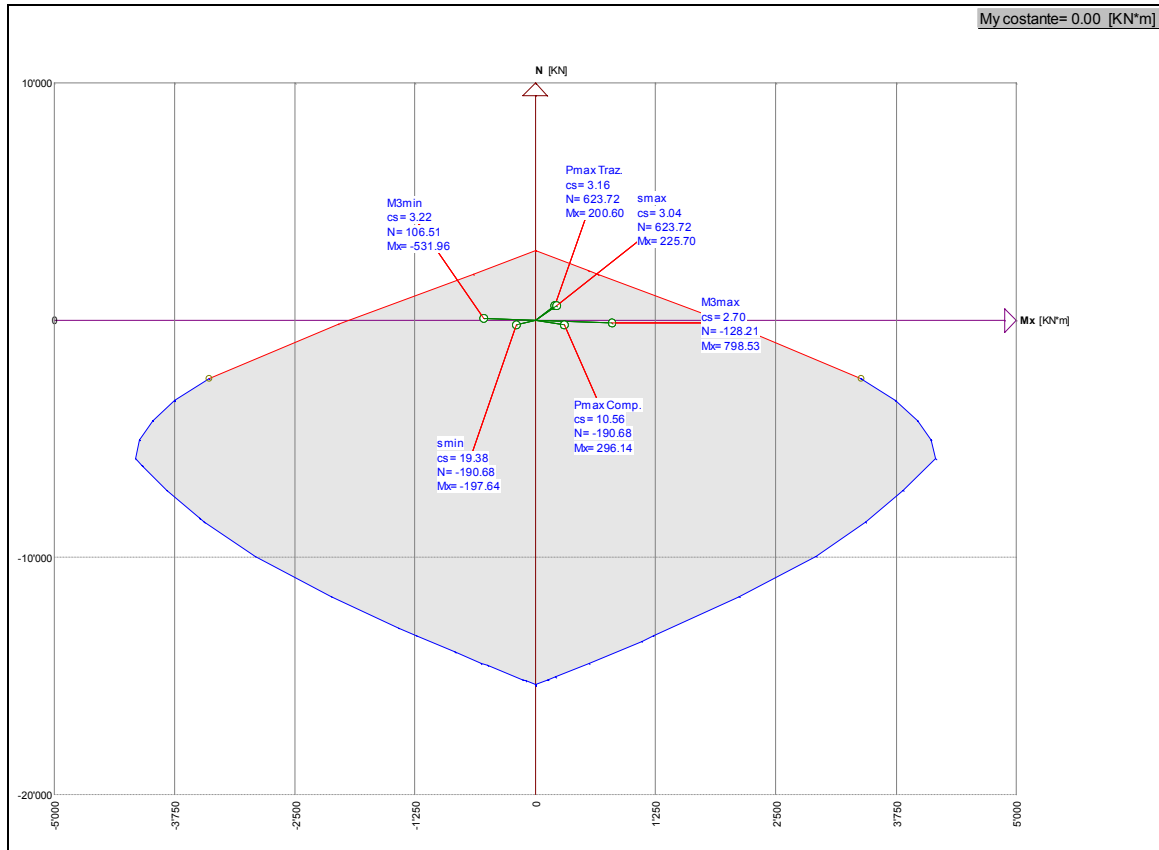
Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-15351.73	-0.0035 (sez)	2950.37	0.01 (arm)
Mx	-1941.57	0.01 (arm)	1941.57	0.01 (arm)
My	-1441.16	-0.0035 (sez)	1441.16	-0.0035 (sez)

Sollecitazioni di progetto:

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M3max	-128.21	0.00	0.00	798.53	0.00
2	M3min	106.51	0.00	0.00	-531.96	0.00
3	Pmax Traz.	623.72	0.00	0.00	200.60	0.00
4	Pmax Comp.	-190.68	0.00	0.00	296.14	0.00
5	smax	623.72	0.00	0.00	225.70	0.00
6	smin	-190.68	0.00	0.00	-197.64	0.00

Verifiche:

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	2.6996	armatura
2	3.2226	armatura
3	3.1645	armatura
4	10.5557	armatura
5	3.0398	armatura
6	19.3813	sezione



Verifiche in campo elastico (sisma)

Parametri di sollecitazione per la verifica a pressoflessione in campo elastico:

N Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	-84.89	0.00	0.00	1098.92	0.00
2	-263.54	0.00	0.00	-497.85	0.00
3	810.27	0.00	0.00	365.61	0.00
4	-468.13	0.00	0.00	150.74	0.00
5	810.27	0.00	0.00	365.61	0.00
6	-468.13	0.00	0.00	139.27	0.00

Tensioni massime nei materiali:

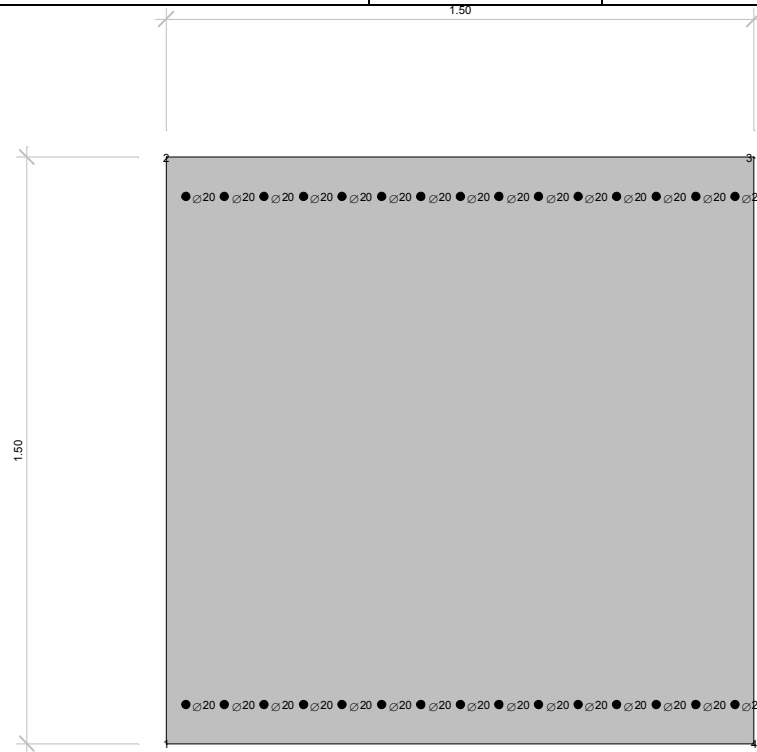
comb.	σ max	σ min	σ s max	σ s min
1	-3.91	0.00	213.09	-39.31
2	-1.82	0.00	69.52	-20.38
3	1.43	0.00	182.07	32.86
4	-0.52	0.00	0.28	-7.26
5	1.43	0.00	182.07	32.86
6	-0.50	0.00	-0.09	-6.95

6.3.5.12 Elementi longitudinali – S1.5

Caratteristiche geometriche della sezione – Direzione longitudinale al ponte (elementi S1.5):

Larghezza b (cm)	150.0	
Altezza h (cm)	150.0	
Armatura estradosso (cm ²)	1Φ20/10	= 47.10

Copriferro c (cm)	9.0	
Armatura intradosso (cm ²)	1Φ20/10	= 47.10
Copriferro armatura compressa c' (cm)	9.0	



Verifiche allo stato limite ultimo per flessione

Sollecitazioni Resistenti (M,N):

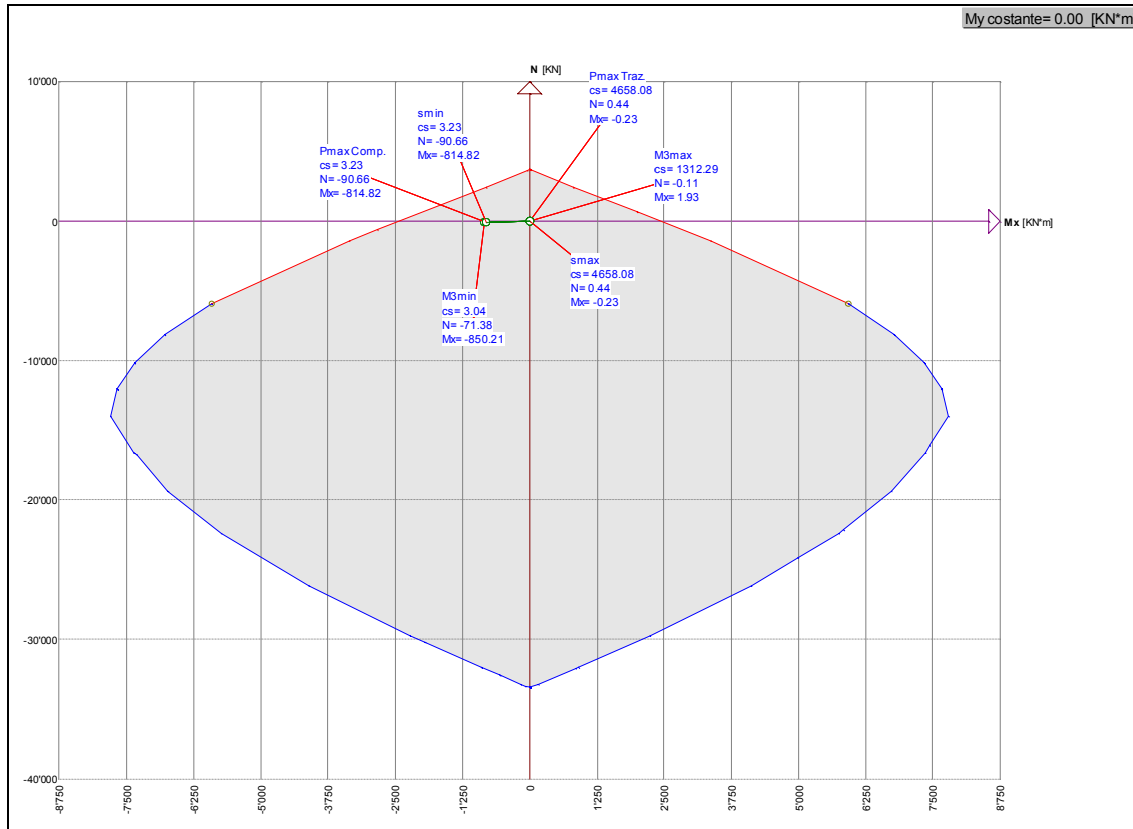
Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-33451.24	-0.0035 (sez)	3687.96	0.01 (arm)
Mx	-2436.57	0.01 (arm)	2436.57	0.01 (arm)
My	-2367.27	0.01 (arm)	2367.27	0.01 (arm)

Sollecitazioni di progetto:

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M3max	-0.11	0.00	0.00	1.93	0.00
2	M3min	-71.38	0.00	0.00	-850.21	0.00
3	Pmax Traz.	0.44	0.00	0.00	-0.23	0.00
4	Pmax Comp.	-90.66	0.00	0.00	-814.82	0.00
5	smax	0.44	0.00	0.00	-0.23	0.00
6	smin	-90.66	0.00	0.00	-814.82	0.00

Verifiche:

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	1312.2900	armatura
2	3.0356	armatura
3	4658.0810	armatura
4	3.2297	armatura
5	4658.0810	armatura
6	3.2297	armatura



Verifiche in campo elastico (sisma)

Parametri di sollecitazione per la verifica a pressoflessione in campo elastico:

N Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	26.46	0.00	0.00	219.53	0.00
2	-93.36	0.00	0.00	-367.90	0.00
3	63.87	0.00	0.00	-148.22	0.00
4	-108.35	0.00	0.00	-308.61	0.00
5	63.87	0.00	0.00	143.32	0.00
6	-108.35	0.00	0.00	-308.61	0.00

Tensioni massime nei materiali:

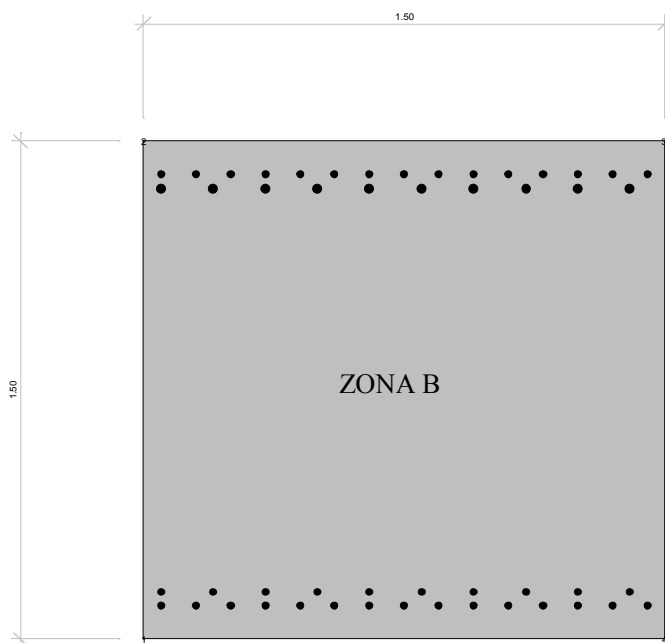
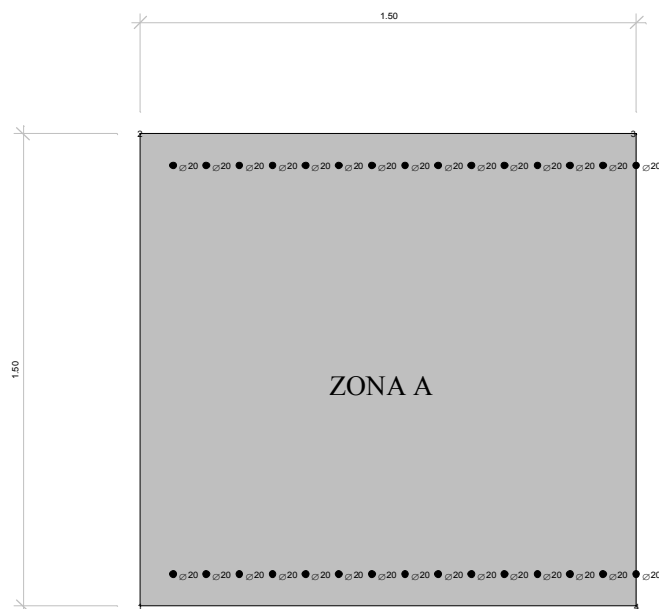
comb.	σ max	σ min	σ s max	σ s min
1	-0.62	0.00	38.45	-5.90
2	-1.09	0.00	50.77	-11.54
3	-0.39	0.00	30.70	-3.24
4	-0.92	0.00	39.70	-9.96
5	-0.38	0.00	29.91	-3.09
6	-0.92	0.00	39.70	-9.96

6.3.5.13 Elementi trasversali – S1.1

Caratteristiche geometriche della sezione – Direzione trasversale al ponte (elementi S1.1):

Larghezza b (cm)	150.0	
Altezza h (cm)	150.0	
Armatura estradosso 1° strato (cm ²) – zona A e B	1Φ20/10	= 47.10
Copriferro estradosso c ₁ 1°strato (cm) – zona A e B	9.00	

Armatura estradosso 2° strato (cm ²) – solo zona B	1Φ25/15	= 49.10
Copriferro estradosso c ₂ 2°strato (cm) – solo zona B	13.00	
Armatura intradosso 1° strato (cm ²) – zona A e B	1Φ20/10	= 47.10
Copriferro armatura intradosso c ₁ ' (cm) – zona A e B	9.00	
Armatura intradosso 2° strato (cm ²) – solo zona B	1Φ20/15	= 31.40
Copriferro c ₂ ' 2°strato (cm) – solo zona B	13.00	



Verifiche allo stato limite ultimo per flessione – zona A

Sollecitazioni Resistenti (M,N):

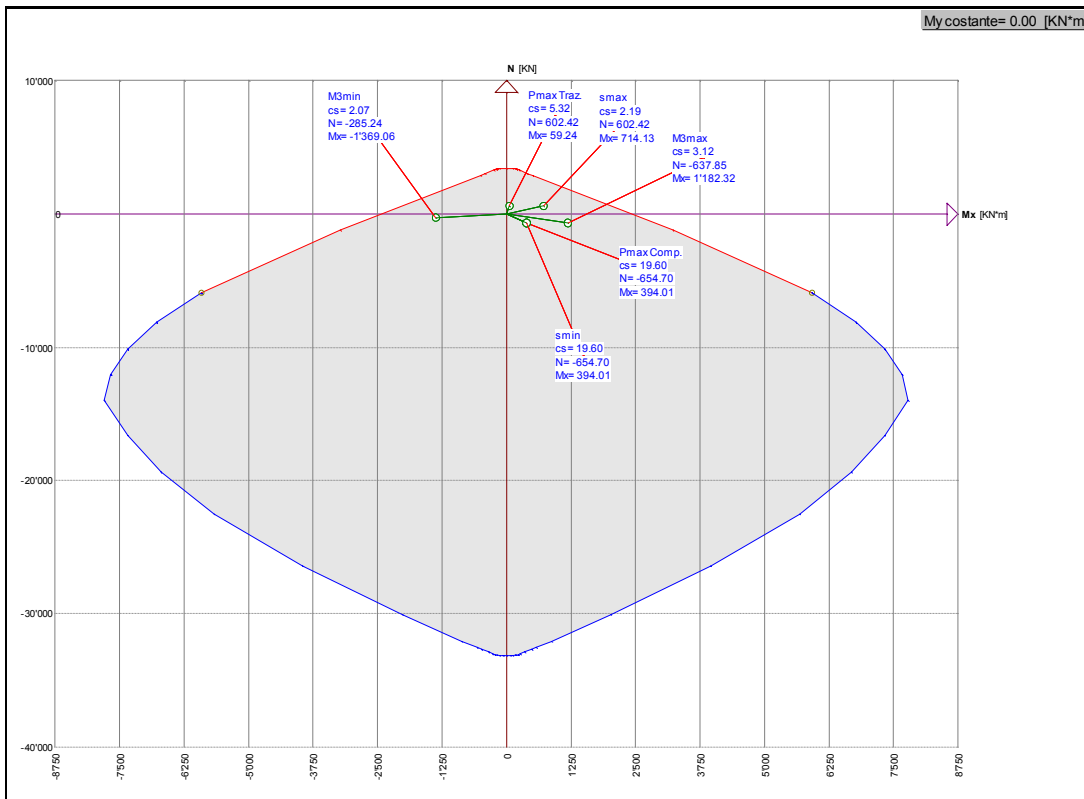
Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-33151.94	-0.0035 (sez)	3419.94	0.01 (arm)
Mx	-2437.72	0.01 (arm)	2439.60	0.01 (arm)
My	-2243.16	0.01 (arm)	2503.04	0.01 (arm)

Sollecitazioni di progetto:

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M3max	-637.85	0.00	0.00	1182.32	0.00
2	M3min	-285.24	0.00	0.00	-1369.06	0.00
3	Pmax Traz.	602.42	0.00	0.00	59.24	0.00
4	Pmax Comp.	-654.70	0.00	0.00	394.01	0.00
5	smax	602.42	0.00	0.00	714.13	0.00
6	smin	-654.70	0.00	0.00	394.01	0.00

Verifiche:

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	3.1163	armatura
2	2.0681	armatura
3	5.3174	armatura
4	19.6009	sezione
5	2.1889	armatura
6	19.6009	sezione



Verifiche allo stato limite ultimo per flessione – zona B

Sollecitazioni Resistenti (M,N):

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-35932.03	-0.0035 (sez)	6172.46	0.01 (arm)
Mx	-3984.86	0.01 (arm)	4832.34	0.01 (arm)

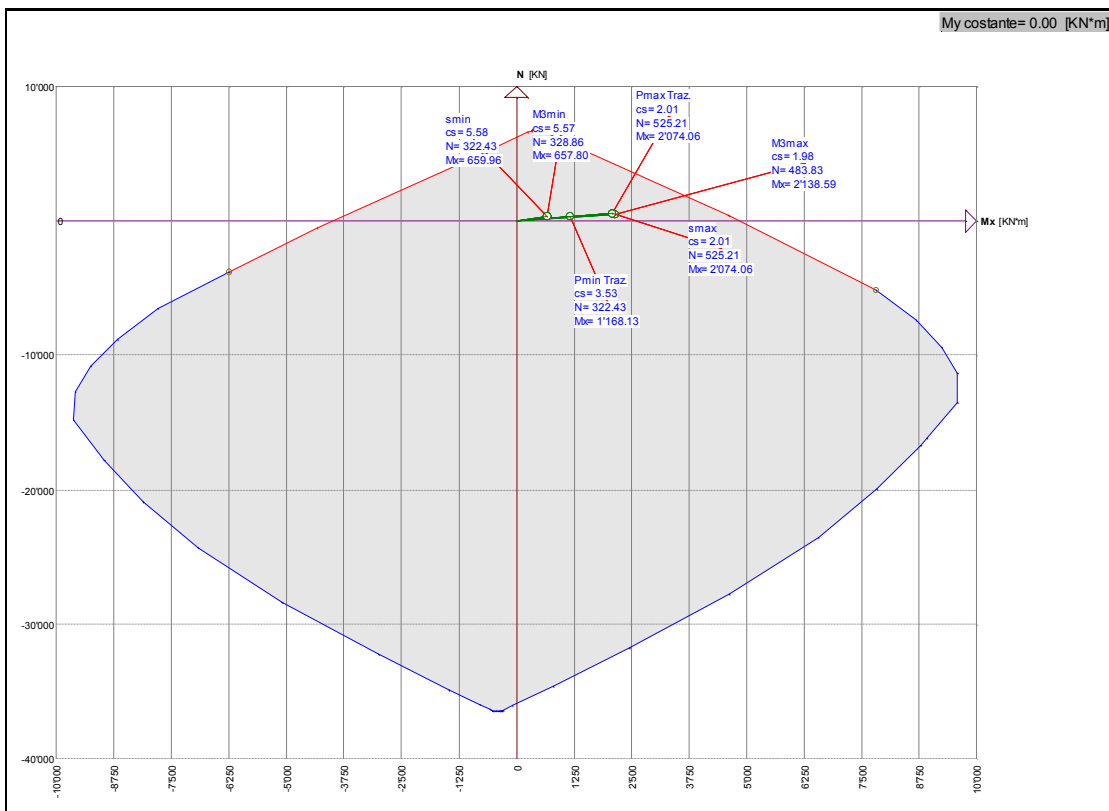
My -4041.32 0.01 (arm) 3934.83 0.01 (arm)

Sollecitazioni di progetto:

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M3max	483.83	0.00	0.00	2138.59	0.00
2	M3min	328.86	0.00	0.00	657.80	0.00
3	Pmax Traz.	525.21	0.00	0.00	2074.06	0.00
4	Pmin Traz.	322.43	0.00	0.00	1168.13	0.00
5	smax	525.21	0.00	0.00	2074.06	0.00
6	smin	322.43	0.00	0.00	659.96	0.00

Verifiche:

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	1.9807	armatura
2	5.5705	armatura
3	2.0114	armatura
4	3.5262	armatura
5	2.0114	armatura
6	5.5836	armatura



Verifiche in campo elastico (sisma) – zona A

Parametri di sollecitazione per la verifica a pressoflessione in campo elastico:

N Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	-674.47	0.00	0.00	1584.45	0.00
2	-343.79	0.00	0.00	-1343.10	0.00
3	619.22	0.00	0.00	-558.14	0.00
4	-753.40	0.00	0.00	380.95	0.00
5	619.22	0.00	0.00	1256.13	0.00
6	-753.40	0.00	0.00	380.95	0.00

Tensioni massime nei materiali:

comb.	σ max	σ min	σ s max	σ s min
1	-4.92	0.00	195.29	-54.91
2	-4.18	0.00	187.94	-45.21
3	-1.45	0.00	162.10	-9.52
4	-1.03	0.00	7.56	-13.80
5	-3.72	0.00	275.32	-33.20
6	-1.03	0.00	7.56	-13.80

Verifiche in campo elastico (sisma) – zona B

Parametri di sollecitazione per la verifica a pressoflessione in campo elastico:

N Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	597.73	0.00	0.00	1393.15	0.00
2	-221.19	0.00	0.00	-439.29	0.00
3	600.21	0.00	0.00	1322.89	0.00
4	-222.82	0.00	0.00	1068.66	0.00
5	600.21	0.00	0.00	1322.89	0.00
6	-222.82	0.00	0.00	-436.24	0.00

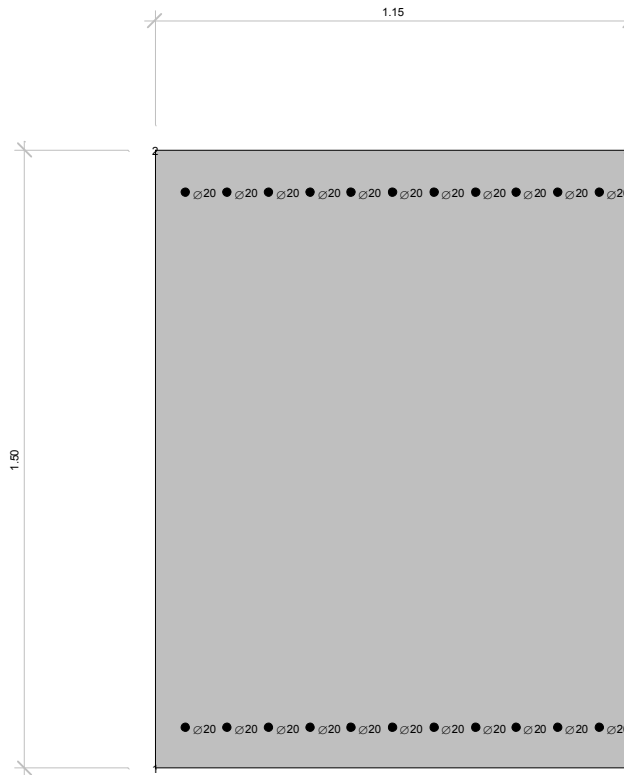
Tensioni massime nei materiali:

comb.	σ max	σ min	σ s max	σ s min
1	-2.78	0.00	149.23	-28.12
2	-1.04	0.00	32.06	-12.26
3	-2.62	0.00	143.41	-26.32
4	-2.41	0.00	80.36	-27.86
5	-2.62	0.00	143.41	-26.32
6	-1.04	0.00	31.66	-12.19

6.3.5.14 Elementi trasversali – S1.2

Caratteristiche geometriche della sezione – Direzione trasversale al ponte (elementi S1.2):

Larghezza b (cm)	115.0	
Altezza h (cm)	150.0	
Armatura estradosso (cm ²)	1Φ20/10	= 36.11
Copriferro c (cm)	9.0	
Armatura intradosso (cm ²)	1Φ20/10	= 36.11
Copriferro armatura compressa c' (cm)	9.0	



Verifiche allo stato limite ultimo per flessione

Sollecitazioni Resistenti (M,N):

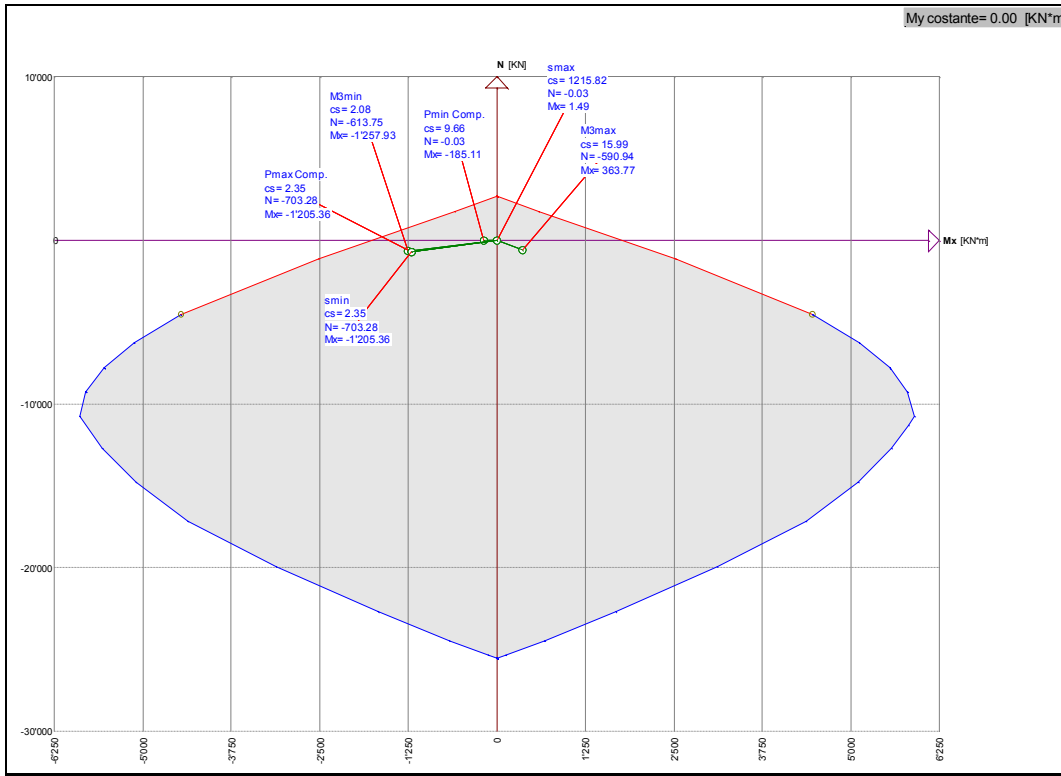
Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-25523.02	-0.0035 (sez)	2704.50	0.01 (arm)
Mx	-1787.26	0.01 (arm)	1787.26	0.01 (arm)
My	-1330.91	0.01 (arm)	1330.91	0.01 (arm)

Sollecitazioni di progetto:

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M3max	-590.94	0.00	0.00	363.77	0.00
2	M3min	-613.75	0.00	0.00	-1257.93	0.00
3	Pmin Comp.	-0.03	0.00	0.00	-185.11	0.00
4	Pmax Comp.	-703.28	0.00	0.00	-1205.36	0.00
5	smax	-0.03	0.00	0.00	1.49	0.00
6	smin	-703.28	0.00	0.00	-1205.36	0.00

Verifiche:

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	15.9911	sezione
2	2.0845	sezione
3	9.6562	armatura
4	2.3511	sezione
5	1215.8170	armatura
6	2.3511	sezione



Verifiche in campo elastico (sisma)

Parametri di sollecitazione per la verifica a pressoflessione in campo elastico:

N Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	-362.97	0.00	0.00	440.42	0.00
2	-740.02	0.00	0.00	-816.86	0.00
3	315.94	0.00	0.00	-3.52	0.00
4	-753.26	0.00	0.00	-738.72	0.00
5	315.94	0.00	0.00	-3.52	0.00
6	-753.26	0.00	0.00	-738.72	0.00

Tensioni massime nei materiali:

comb.	σ max	σ min	σ s max	σ s min
1	-1.74	0.00	51.46	-20.52
2	-3.20	0.00	87.93	-38.34
3	2.99	0.00	46.50	44.93
4	-2.87	0.00	70.46	-34.94
5	2.99	0.00	46.50	44.93
6	-2.87	0.00	70.46	-34.94

6.3.5.15 VERIFICHE PLATEA DI FONDAZIONE SOTTO AL RISVOLTO DESTRO

Di seguito si procederà alle verifiche degli elementi con cui si è operata la schematizzazione della platea in oggetto. Così come descritto nel paragrafo ..., in senso longitudinale al ponte essa è stata suddivisa in 2 frame di larghezza variabile e altezza pari a quella della platea stessa (150cm) mentre in senso trasversale si sono ricavati 11 elementi frame, di cui 10 di larghezza 150cm e uno di larghezza 175cm, per i particolari si veda il disegno riportato in Figura 20.

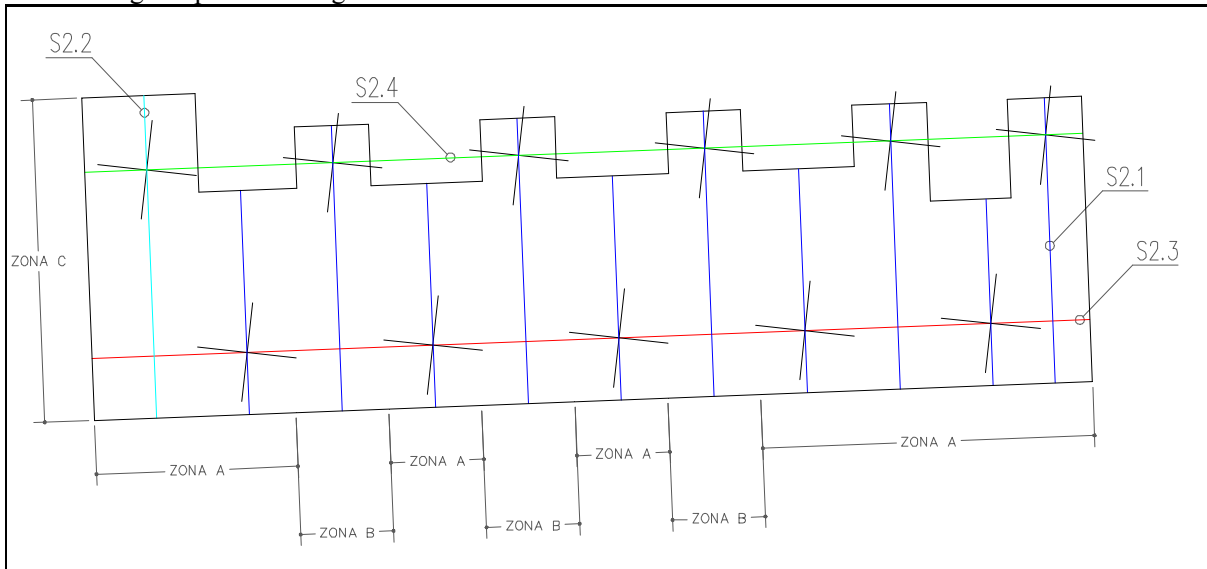
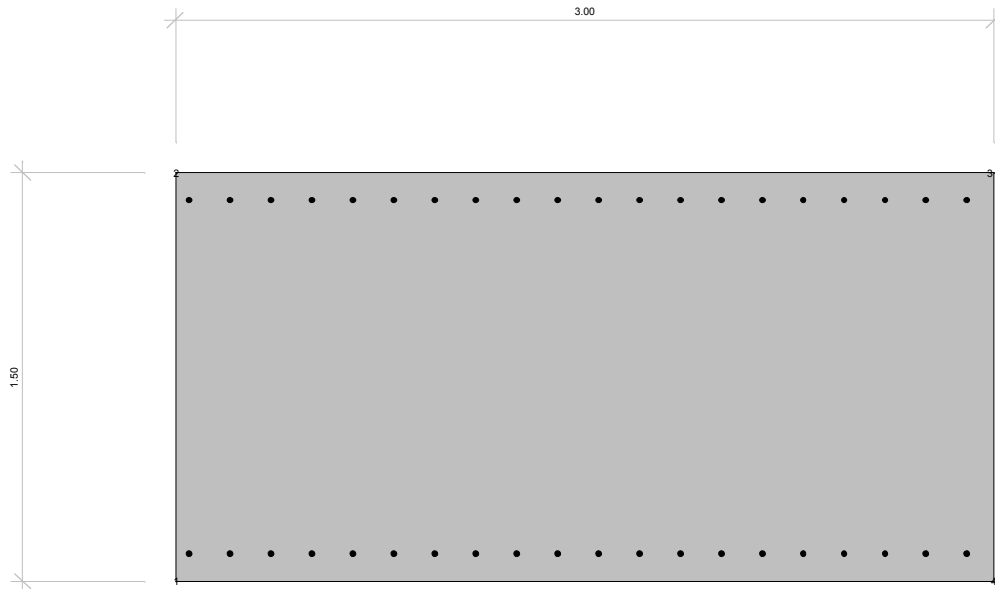


Figura 20 – Platea di fondazione sotto al risvolto destro – Schematizzazione a elementi frame.

6.3.5.16 Elementi longitudinali – S2.3

Caratteristiche geometriche della sezione – Direzione longitudinale al ponte (elementi S2.3):

Larghezza b (cm)	300.0	
Altezza h (cm)	150.0	
Armatura estradosso (cm ²)	1Φ20/15	= 62.80
Copriferro c (cm)	9.0	
Armatura intradosso (cm ²)	1Φ20/15	= 62.80
Copriferro armatura compressa c' (cm)	9.0	



Verifiche allo stato limite ultimo per flessione

Sollecitazioni Resistenti (M,N):

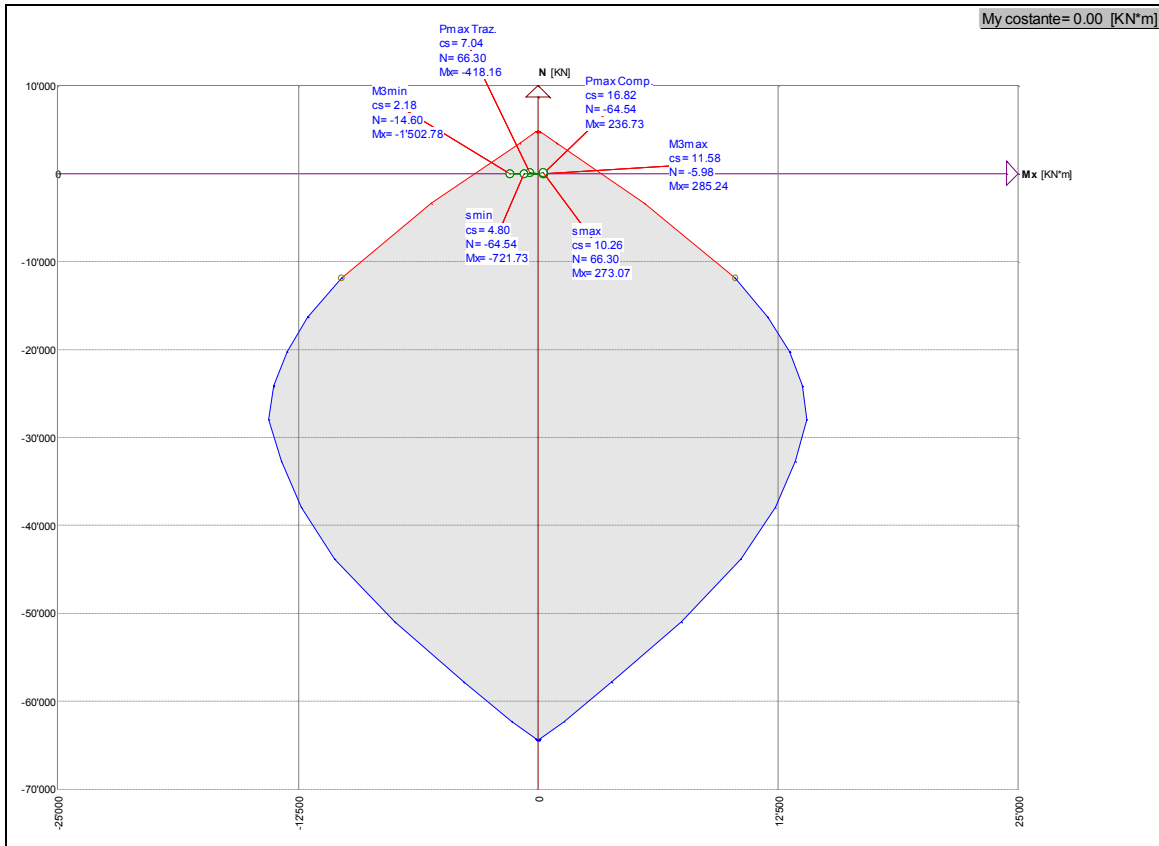
Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-64349.60	-0.0035 (sez)	4827.72	0.01 (arm)
Mx	-3255.88	0.01 (arm)	3258.09	0.01 (arm)
My	-6558.60	0.01 (arm)	6344.79	0.01 (arm)

Sollecitazioni di progetto:

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M3max	-5.98	0.00	0.00	285.24	0.00
2	M3min	-14.60	0.00	0.00	-1502.78	0.00
3	Pmax Traz.	66.30	0.00	0.00	-418.16	0.00
4	Pmax Comp.	-64.54	0.00	0.00	236.73	0.00
5	smax	66.30	0.00	0.00	273.07	0.00
6	smin	-64.54	0.00	0.00	-721.73	0.00

Verifiche:

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	11.5820	armatura
2	2.1817	armatura
3	7.0441	armatura
4	16.8226	armatura
5	10.2646	armatura
6	4.8000	armatura



Verifiche in campo elastico (sisma)

Parametri di sollecitazione per la verifica a pressoflessione in campo elastico:

N Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	88.25	0.00	0.00	507.07	0.00
2	-14.84	0.00	0.00	-1218.66	0.00
3	130.11	0.00	0.00	198.34	0.00
4	-87.49	0.00	0.00	-448.15	0.00
5	130.11	0.00	0.00	151.05	0.00
6	-87.49	0.00	0.00	-448.15	0.00

Tensioni massime nei materiali:

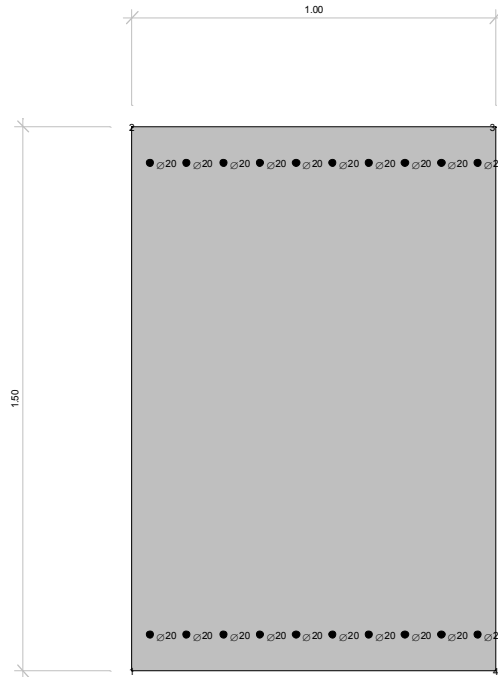
comb.	σ max	σ min	σ s max	σ s min
1	-0.89	0.00	68.52	-7.59
2	-2.19	0.00	147.04	-20.05
3	-0.32	0.00	34.44	-1.97
4	-0.81	0.00	47.82	-7.92
5	-0.22	0.00	28.76	-1.09
6	-0.81	0.00	47.82	-7.92

6.3.5.17 Elementi longitudinali – S2.4

Caratteristiche geometriche della sezione – Direzione longitudinale al ponte (elementi S2.4):

Larghezza b (cm)	100.0	
Altezza h (cm)	150.0	

Armatura estradosso (cm ²)	1Φ20/10	= 31.40
Copriferro c (cm)	9.0	
Armatura intradosso (cm ²)	1Φ20/10	= 31.40
Copriferro armatura compressa c' (cm)	9.0	



Verifiche allo stato limite ultimo per flessione

Sollecitazioni Resistenti (M,N):

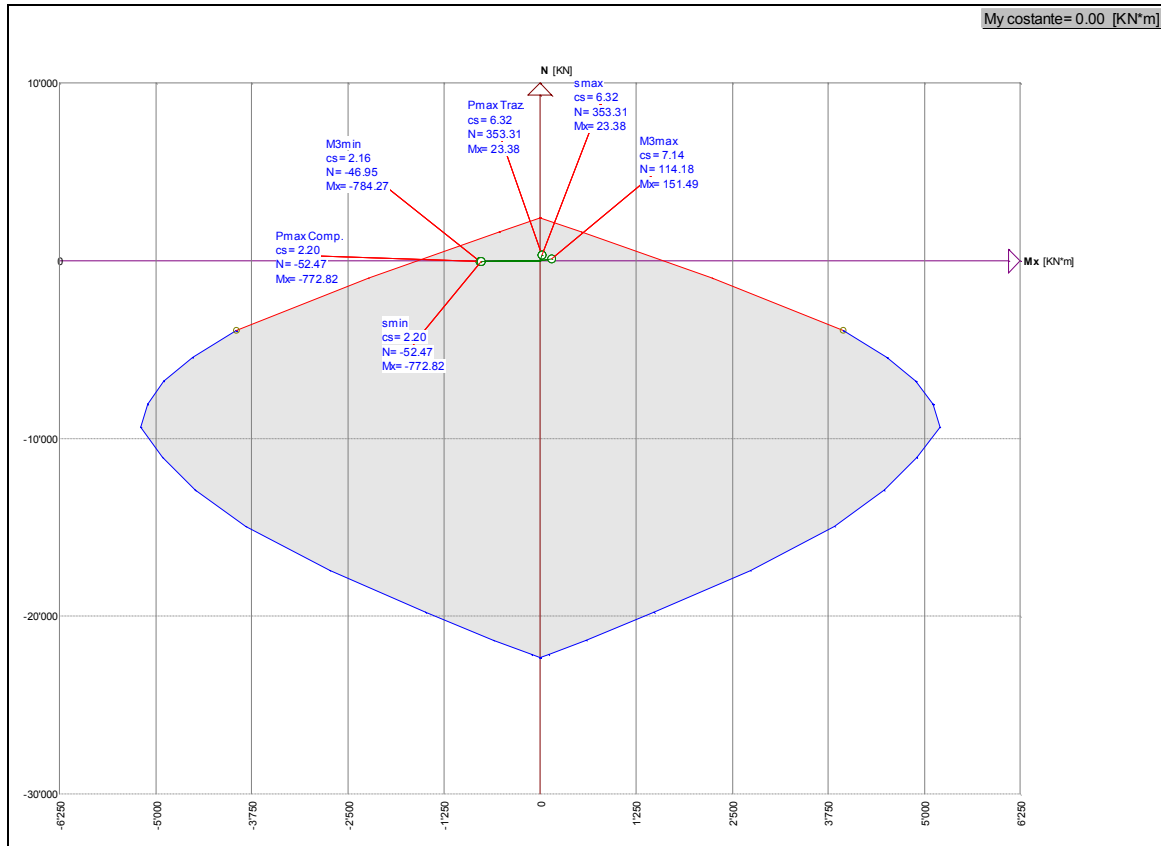
Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-22300.83	-0.0035 (sez)	2458.64	0.01 (arm)
Mx	-1624.38	0.01 (arm)	1624.38	0.01 (arm)
My	-1052.67	0.01 (arm)	1052.67	0.01 (arm)

Sollecitazioni di progetto:

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M3max	114.18	0.00	0.00	151.49	0.00
2	M3min	-46.95	0.00	0.00	-784.27	0.00
3	Pmax Traz.	353.31	0.00	0.00	23.38	0.00
4	Pmax Comp.	-52.47	0.00	0.00	-772.82	0.00
5	smax	353.31	0.00	0.00	23.38	0.00
6	smin	-52.47	0.00	0.00	-772.82	0.00

Verifiche:

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	7.1387	armatura
2	2.1572	armatura
3	6.3159	armatura
4	2.2014	armatura
5	6.3159	armatura
6	2.2014	armatura



Verifiche in campo elastico (sisma)

Parametri di sollecitazione per la verifica a pressoflessione in campo elastico:

N Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	186.89	0.00	0.00	389.99	0.00
2	-104.18	0.00	0.00	-679.37	0.00
3	292.65	0.00	0.00	159.03	0.00
4	-108.32	0.00	0.00	-628.12	0.00
5	292.65	0.00	0.00	155.19	0.00
6	-108.32	0.00	0.00	-628.12	0.00

Tensioni massime nei materiali:

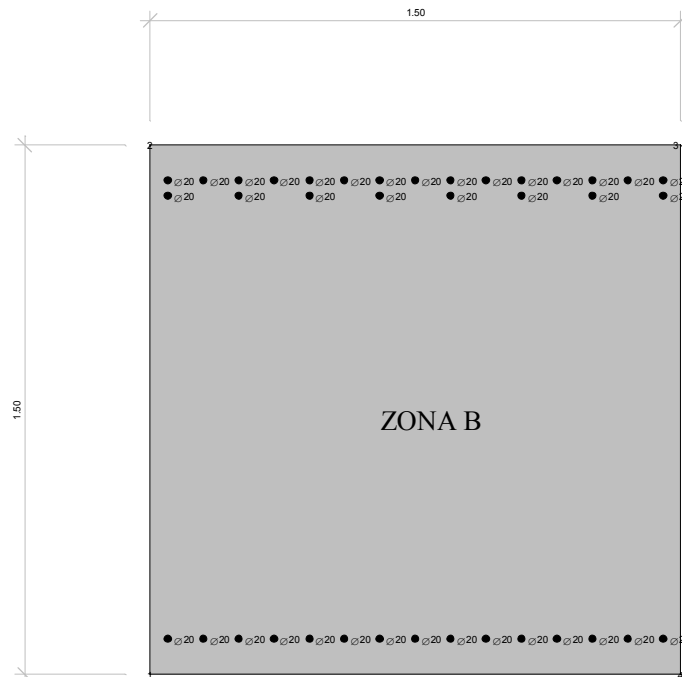
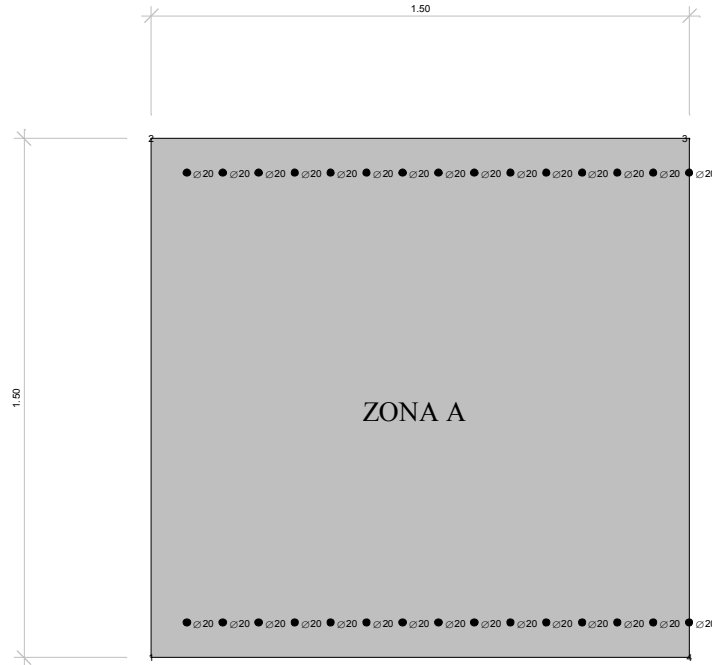
comb.	σ max	σ min	σ s max	σ s min
1	-1.52	0.00	124.12	-12.26
2	-2.99	0.00	150.60	-30.89
3	0.11	0.00	85.52	7.64
4	-2.77	0.00	137.47	-28.75
5	0.18	0.00	84.58	8.58
6	-2.77	0.00	137.47	-28.75

6.3.5.18 Elementi trasversali – S2.1

Caratteristiche geometriche della sezione – Direzione trasversale al ponte (elementi S2.1):

Larghezza b (cm)	150.0	
Altezza h (cm)	150.0	
Armatura estradosso 1° strato (cm ²) – zona A e B	1 Φ 20/10	= 47.10

Copriferro estradosso c_1 1°strato (cm) – zona A e B	9.00	
Armatura estradosso 2° strato (cm ²) – solo zona B	1Φ20/20	= 23.55
Copriferro estradosso c_2 2°strato (cm) – solo zona B	13.00	
Armatura intradosso (cm ²) – zona A e B	1Φ20/10	= 47.10
Copriferro armatura intradosso c' (cm) – zona A e B	9.00	



Sollecitazioni Resistenti (M,N):

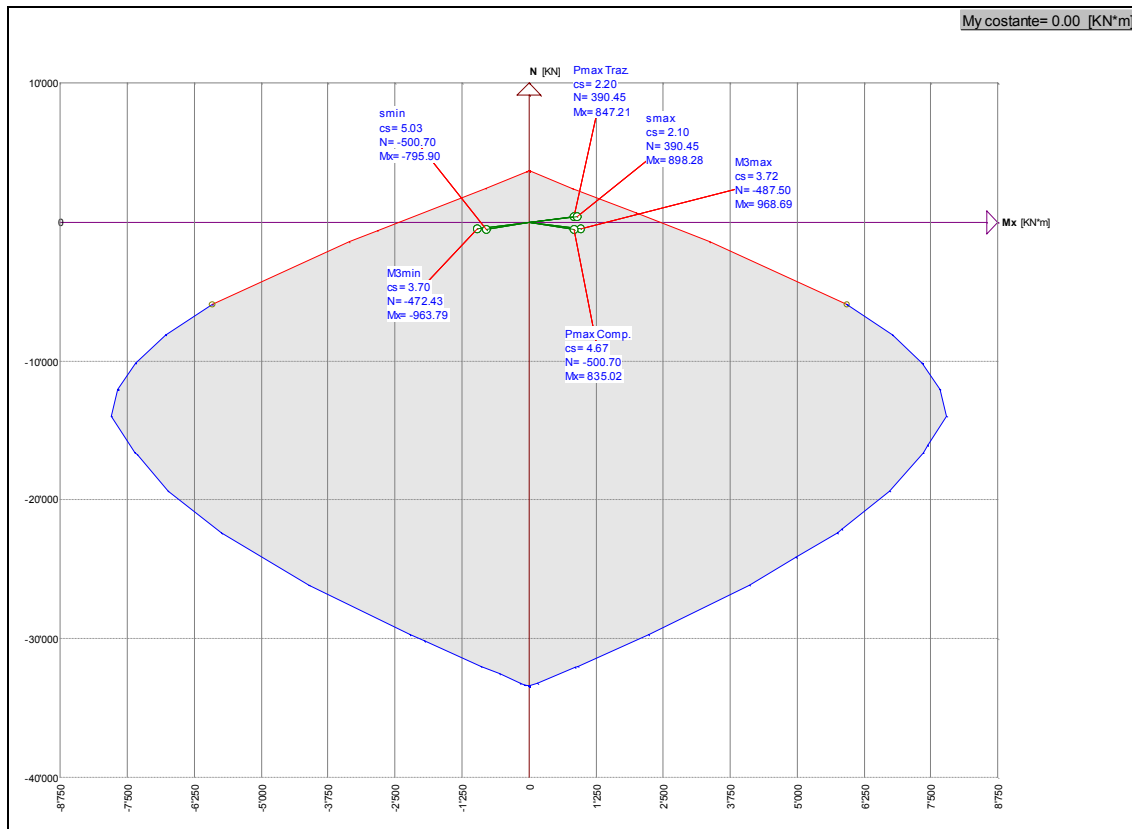
Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-33451.24	-0.0035 (sez)	3687.96	0.01 (arm)
Mx	-2436.57	0.01 (arm)	2436.57	0.01 (arm)
My	-2367.27	0.01 (arm)	2367.27	0.01 (arm)

Sollecitazioni di progetto:

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M3max	-487.50	0.00	0.00	968.69	0.00
2	M3min	-472.43	0.00	0.00	-963.79	0.00
3	Pmax Traz.	390.45	0.00	0.00	847.21	0.00
4	Pmax Comp.	-500.70	0.00	0.00	835.02	0.00
5	smax	390.45	0.00	0.00	898.28	0.00
6	smin	-500.70	0.00	0.00	-795.90	0.00

Verifiche:

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	3.7189	armatura
2	3.6994	sezione
3	2.2005	armatura
4	4.6713	armatura
5	2.1035	armatura
6	5.0282	sezione



Verifiche allo stato limite ultimo per flessione – zona B

Sollecitazioni Resistenti (M,N):

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-33486.58	-0.0035 (sez)	3734.03	0.01 (arm)

PONTE SUL CANALE CONAGRO

AUTOSTRADA DEL BRENNERO

(PR KM 224+854)

CODIFICA DOCUMENTO
AI_4_3_1_RELAZIONE_CALCULO.DOC

FOGLIO
179 DI 210

Mx	-2437.35	0.01 (arm)	3689.10	0.01 (arm)
My	-2783.29	0.01 (arm)	2783.29	0.01 (arm)

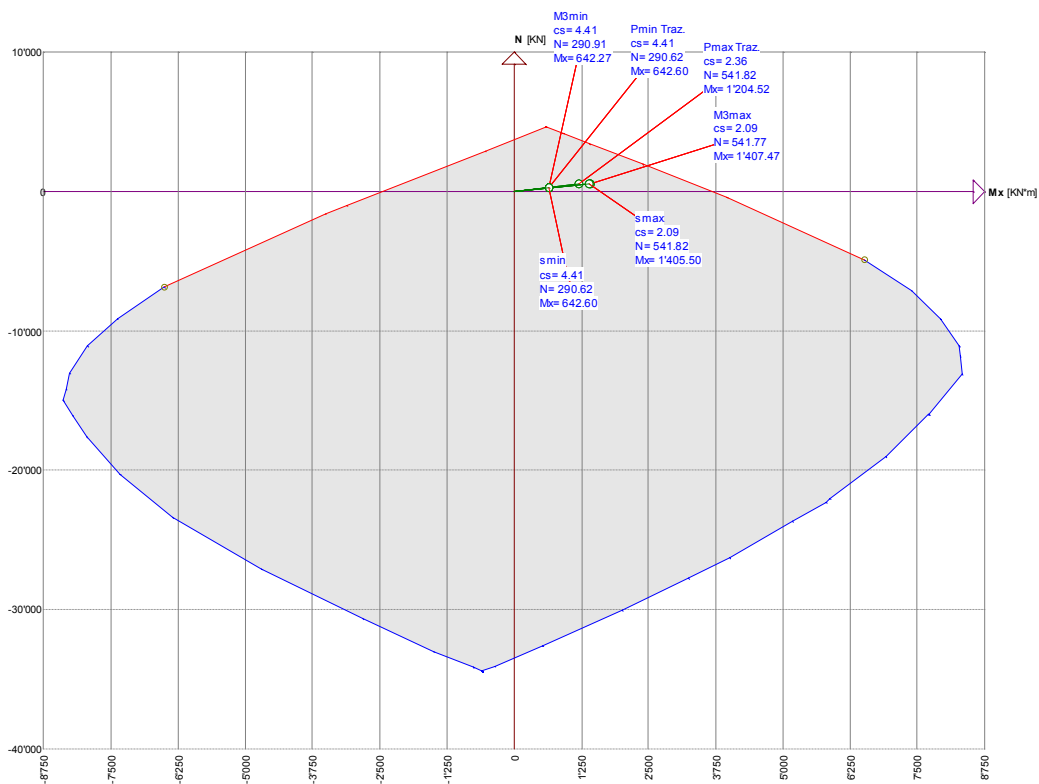
Sollecitazioni di progetto:

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M3max	541.77	0.00	0.00	1407.47	0.00
2	M3min	290.91	0.00	0.00	642.27	0.00
3	Pmax Traz.	541.82	0.00	0.00	1204.52	0.00
4	Pmin Traz.	290.62	0.00	0.00	642.60	0.00
5	smax	541.82	0.00	0.00	1405.50	0.00
6	smin	290.62	0.00	0.00	642.60	0.00

Verifiche:

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	2.0862	armatura
2	4.4126	armatura
3	2.3566	armatura
4	4.4118	armatura
5	2.0885	armatura
6	4.4118	armatura

My costante= 0.00 [KN*m]



Verifiche in campo elastico (sisma) – zona A

Parametri di sollecitazione per la verifica a pressoflessione in campo elastico:

N Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	-407.51	0.00	0.00	1461.35	-27.35
2	-396.65	0.00	0.00	-1178.41	77.35
3	412.77	0.00	0.00	923.54	-0.34
4	-407.51	0.00	0.00	1461.35	-27.35
5	412.77	0.00	0.00	932.58	0.42

6 -407.51 0.00 0.00 -1128.15 31.26

Tensioni massime nei materiali:

comb.	σ max	σ min	σ s max	σ s min
1	-4.50	0.00	200.44	-48.50
2	-3.96	0.00	159.80	-44.17
3	-2.42	0.00	192.88	-19.95
4	-4.50	0.00	200.44	-48.50
5	-2.45	0.00	194.35	-20.23
6	-3.54	0.00	146.63	-39.04

Verifiche in campo elastico (sisma) – zona B

Parametri di sollecitazione per la verifica a pressoflessione in campo elastico:

N Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	525.76	0.00	0.00	1245.92	0.00
2	-67.72	0.00	0.00	-109.46	0.00
3	525.76	0.00	0.00	1209.32	0.00
4	-67.72	0.00	0.00	-109.46	0.00
5	525.76	0.00	0.00	1245.92	0.00
6	-67.72	0.00	0.00	-109.46	0.00

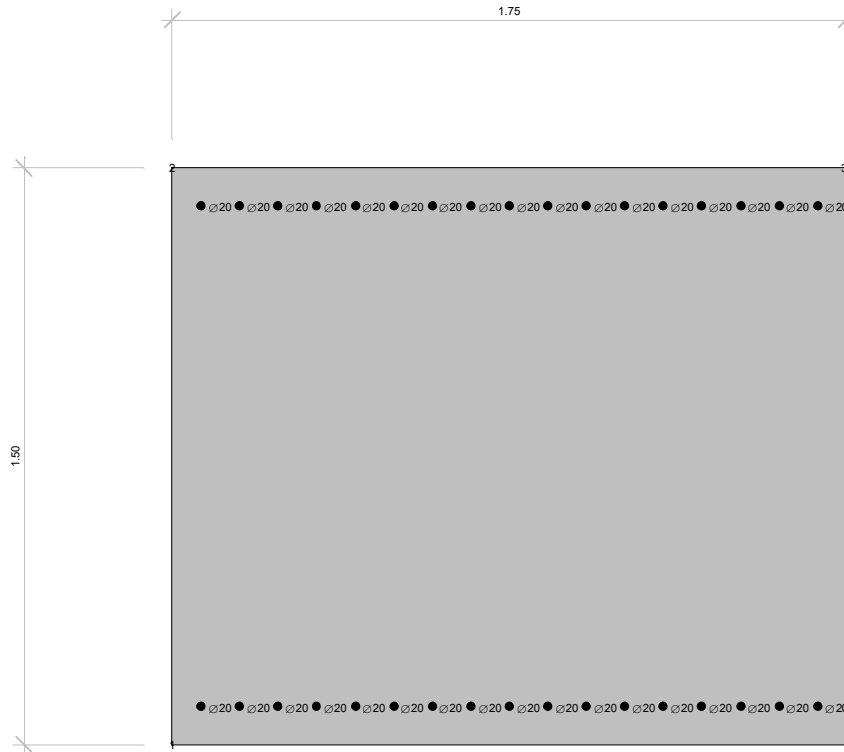
Tensioni massime nei materiali:

comb.	σ max	σ min	σ s max	σ s min
1	-2.81	0.00	172.66	-26.81
2	-0.31	0.00	11.32	-3.56
3	-2.72	0.00	168.64	-25.80
4	-0.31	0.00	11.32	-3.56
5	-2.81	0.00	172.66	-26.81
6	-0.31	0.00	11.32	-3.56

6.3.5.19 Elementi trasversali – S2.2

Caratteristiche geometriche della sezione – Direzione trasversale al ponte (elementi S2.2):

Larghezza b (cm)	175.0	
Altezza h (cm)	150.0	
Armatura estradosso (cm ²)	1Φ20/10	= 36.11
Copriferro c (cm)	9.0	
Armatura intradosso (cm ²)	1Φ20/10	= 36.11
Copriferro armatura compressa c' (cm)	9.0	



Verifiche allo stato limite ultimo per flessione

Sollecitazioni Resistenti (M,N):

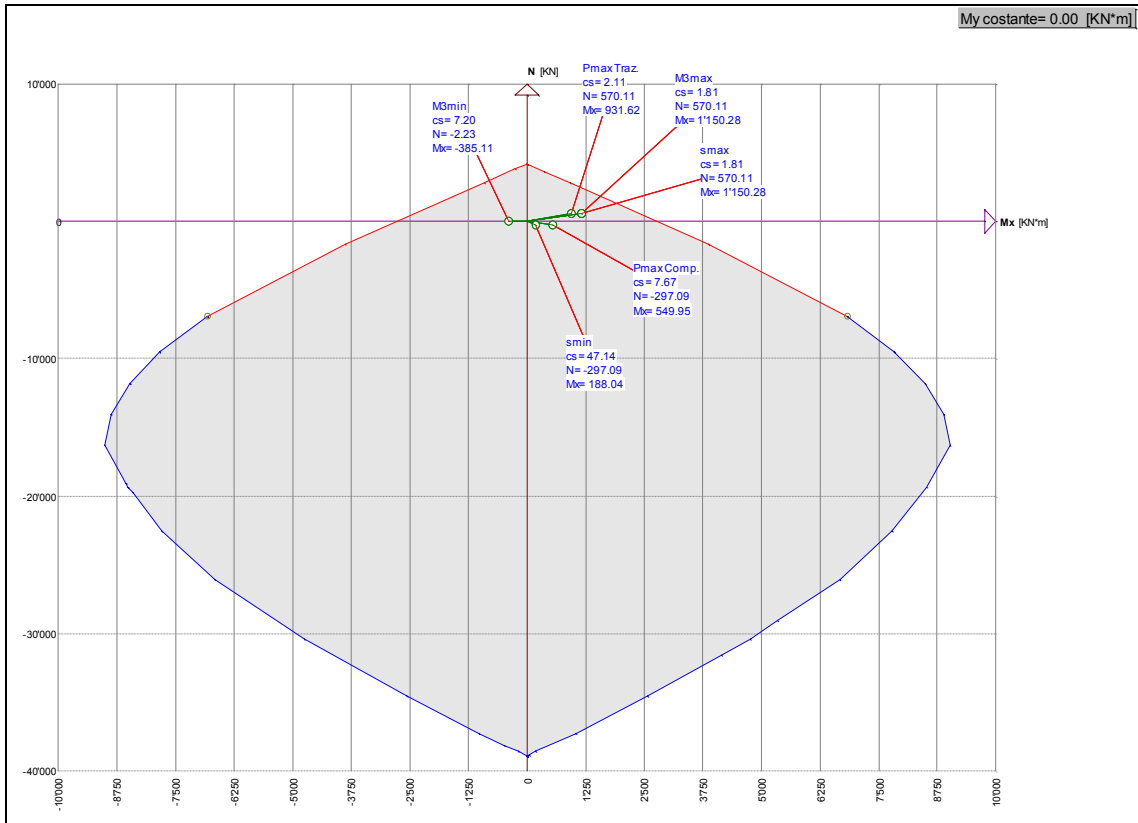
Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-38903.51	-0.0035 (sez)	4179.68	0.01 (arm)
Mx	-2761.89	0.01 (arm)	2761.89	0.01 (arm)
My	-3126.12	0.01 (arm)	3126.12	0.01 (arm)

Sollecitazioni di progetto:

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M3max	570.11	0.00	0.00	1150.28	0.00
2	M3min	-2.23	0.00	0.00	-385.11	0.00
3	Pmax Traz.	570.11	0.00	0.00	931.62	0.00
4	Pmax Comp.	-297.09	0.00	0.00	549.95	0.00
5	smax	570.11	0.00	0.00	1150.28	0.00
6	smin	-297.09	0.00	0.00	188.04	0.00

Verifiche:

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	1.8050	armatura
2	7.1995	armatura
3	2.1060	armatura
4	7.6706	armatura
5	1.8050	armatura
6	47.1415	sezione



Verifiche in campo elastico (sisma)

Parametri di sollecitazione per la verifica a pressoflessione in campo elastico:

N Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	-201.92	0.00	0.00	1339.86	0.00
2	-201.92	0.00	0.00	-442.16	0.00
3	545.42	0.00	0.00	1216.70	0.00
4	-217.00	0.00	0.00	1218.29	0.00
5	545.42	0.00	0.00	1268.54	0.00
6	-217.00	0.00	0.00	-396.23	0.00

Tensioni massime nei materiali:

comb.	σ max	σ min	σ s max	σ s min
1	-3.42	0.00	174.87	-35.09
2	-1.15	0.00	46.24	-12.68
3	-2.77	0.00	224.24	-22.60
4	-3.11	0.00	156.10	-32.22
5	-2.91	0.00	231.65	-23.94
6	-1.03	0.00	38.50	-11.58

6.3.5.20 Verifica a punzonamento

La formula per l'ottenimento della resistenza a taglio per punzonamento è la seguente:

$$F_{Ru} = 0.5 \cdot f_{ctd} \cdot h \cdot u$$

dove u è il perimetro del contorno ottenuto dal contorno effettivo mediante una ripartizione a 45° fino al piano medio della platea.

Combinazione allo SLU

Si esegue la verifica a punzonamento dell'elemento 1221 appartenente al palo sotto al risvolto destro:

N_{sdu}	3002.00	kN
Rck	30	N/mm ²
fyk	450	N/mm ²
fed	14.11	N/mm ²
fctd	1.19	N/mm ²
fyd	391.30	N/mm ²
h	150.00	cm
u	785.00	cm
F_{Ru}	7028.43	kN

Combinazione sismica

Si esegue la verifica a punzonamento dell'elemento 1702 appartenente al palo sotto al risvolto sinistro:

N_{sdu}	2900.00	kN
Rck	30	N/mm ²
fyk	450	N/mm ²
fed	14.11	N/mm ²
fctd	1.19	N/mm ²
fyd	391.30	N/mm ²
h	150.00	cm
u	785.00	cm
F_{Ru}	7028.43	kN

6.3.5.21 VERIFICHE PALI DI FONDAZIONE

Le verifiche strutturali a pressoflessione SLU dei pali vengono svolte col seguente procedimento:

Costruzione dei domini di resistenza in condizioni di stato limite ultimo.

Verifica che i punti di coordinate N, M rappresentativi dello stato di sollecitazione del palo nella condizione di carico sopra specificata cadano all'interno del dominio.

All'interno del diagramma del dominio di resistenza (N,M) della sezione del palo in oggetto, sono riportate le sollecitazioni calcolate ed indicate precedentemente nelle relative tabelle.

Per la costruzione del dominio relativo al palo si utilizzano i seguenti dati:

Diametro palo	$\phi=$	100,00	cm	
Area palo	$A_p=$	$\pi\phi^2/4=$	7850	cm ²
Armatura corrente del palo	$A_a=$	16 ϕ 25	78.56	cm ² >0.3% A_p
Copriferro	$C=$	80,00	mm	

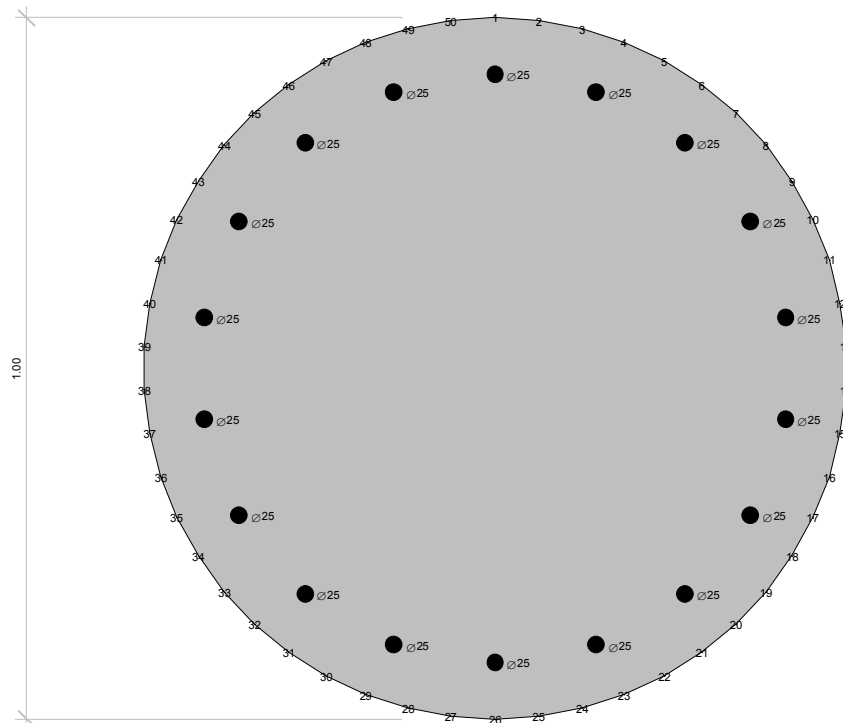
Di seguito si riportano anche le verifiche a fessurazione dei pali svolte in modo semplificato che consiste nel controllare che la massima tensione nell'acciaio sia inferiore ad una tensione fornita dalla normativa in funzione della classe di esposizione del cls e del diametro dell'armatura adottata, nel nostro caso pari a 160 N/mm².

Infine si riportano le verifiche sismiche per le quali, secondo normativa, è necessario controllare che la struttura rimanga in campo elastico (per le tensioni di riferimento si faccia riferimento alle tabelle riportate nel Capitolo 3).

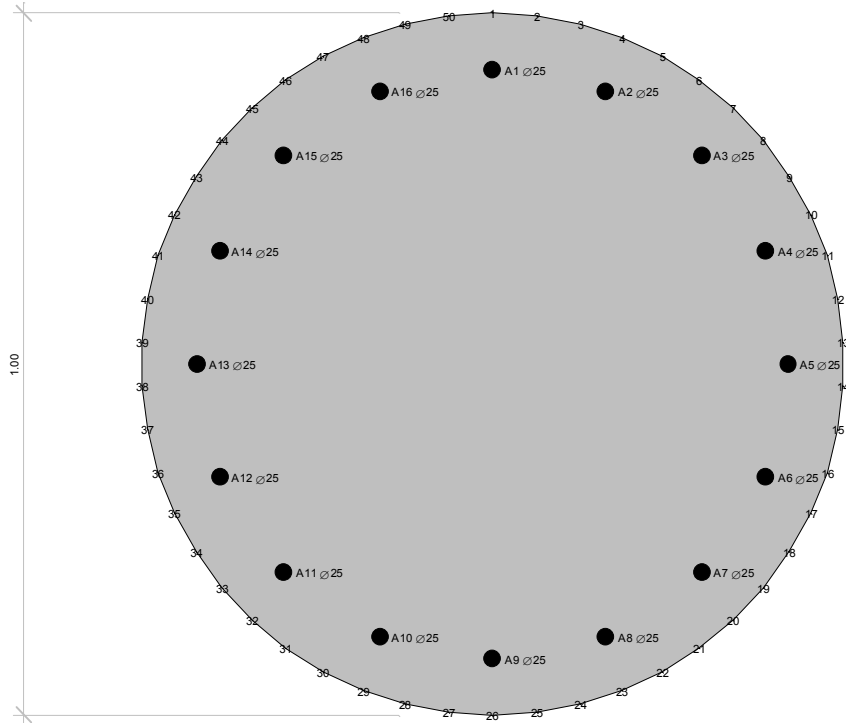
6.3.5.22 Pali di fondazione del paraghiaia

Geometria adottata per le verifiche

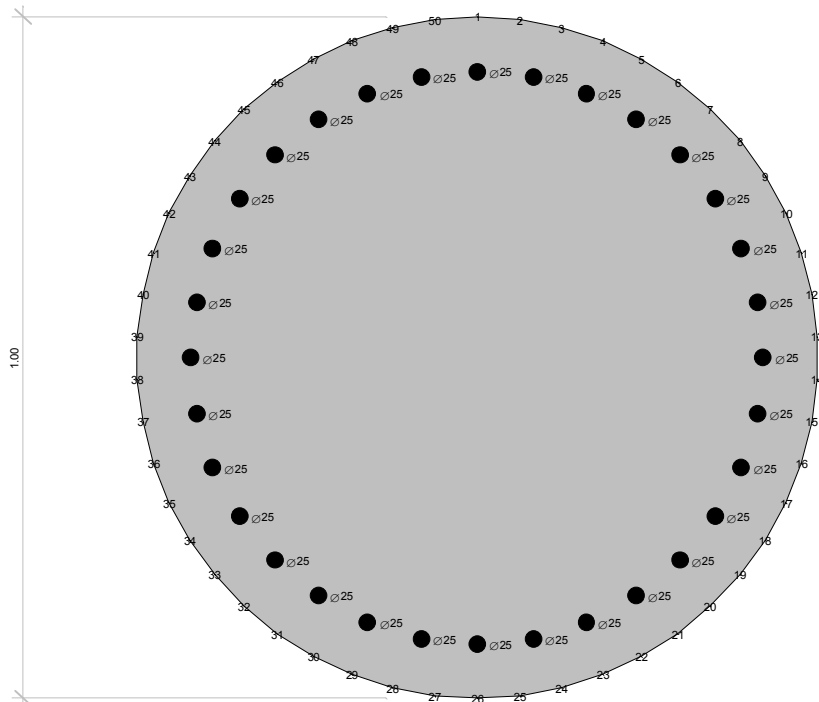
Fila pali anteriore - Da testa palo a -2m da testa palo



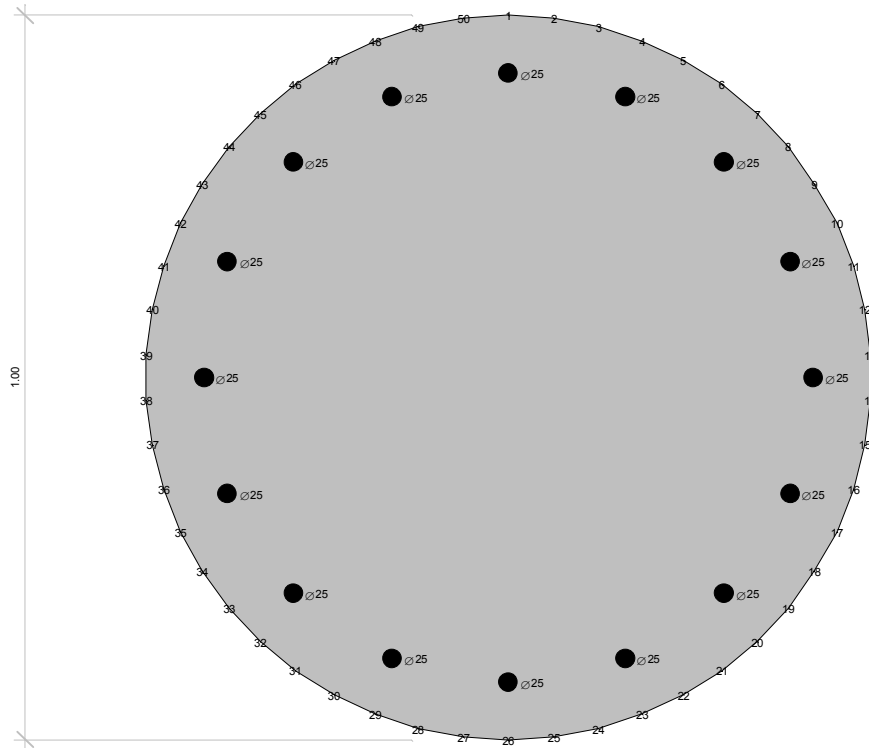
Fila pali anteriore - Da -2m a piede palo



Fila pali posteriore - Da testa palo a -2m da testa palo



Fila pali posteriore - Da -2m a piede palo



Verifiche allo stato limite ultimo per flessione

Fila pali anteriore - Da testa palo a -2m da testa palo

Sollecitazioni Resistenti (M,N):

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-14510.28	-0.0035 (sez)	3457.46	0.01 (arm)
Mx	-1259.99	-0.0035 (sez)	1259.99	-0.0035 (sez)
My	-1256.06	-0.0035 (sez)	1256.06	-0.0035 (sez)

Sollecitazioni di progetto:

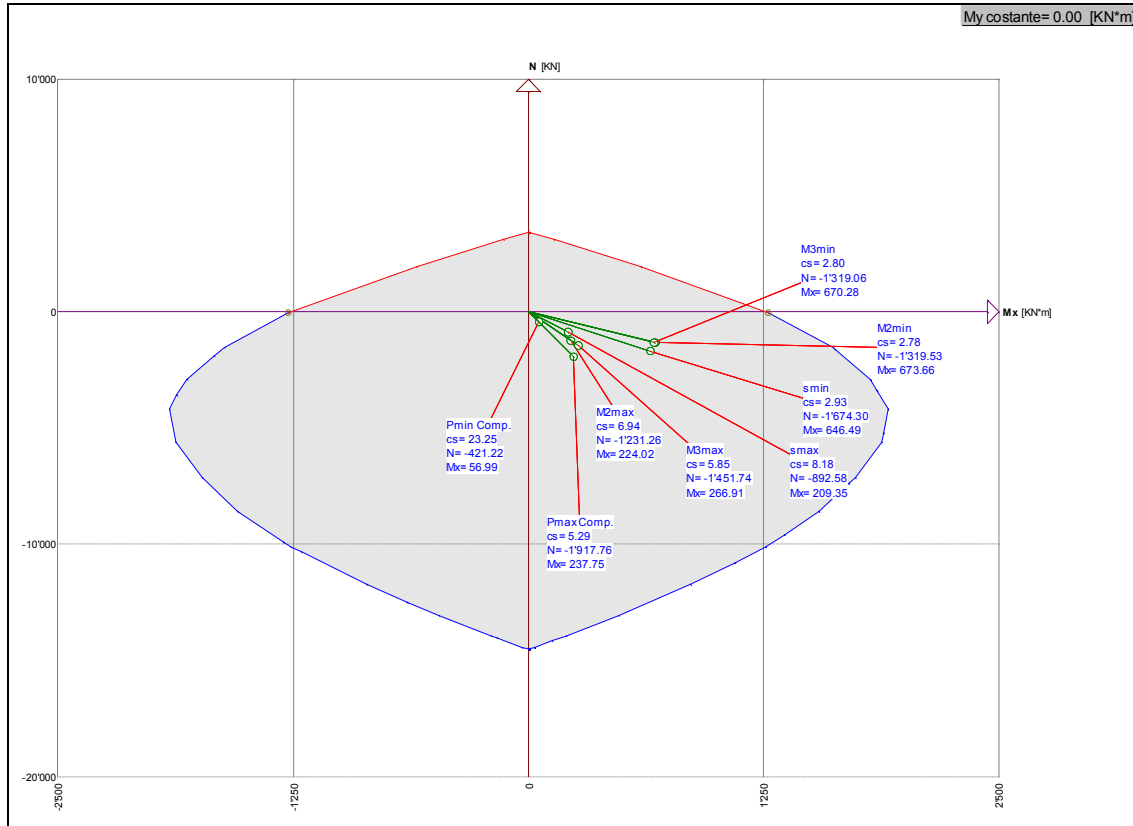
Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M2max	-1231.26	0.00	0.00	224.02	0.00
2	M2min	-1319.53	0.00	0.00	673.66	0.00
3	M3max	-1451.74	0.00	0.00	266.91	0.00
4	M3min	-1319.06	0.00	0.00	670.28	0.00
5	Pmin Comp.	-421.22	0.00	0.00	56.99	0.00
6	Pmax Comp.	-1917.76	0.00	0.00	237.75	0.00
7	smax	-892.58	0.00	0.00	209.35	0.00
8	smin	-1674.30	0.00	0.00	646.49	0.00

Verifiche:

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	6.9365	sezione
2	2.7813	sezione
3	5.8470	sezione
4	2.7975	sezione
5	23.2461	sezione
6	5.2911	sezione

7 8.1832
8 2.9292

sezione
sezione



Fila pali anteriore - Da -2m a piede palo

Sollecitazioni Resistenti (M,N):

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-14126.12	-0.0035 (sez)	3073.30	0.01 (arm)
Mx	-1121.71	-0.0035 (sez)	1121.71	-0.0035 (sez)
My	-1121.46	-0.0035 (sez)	1121.46	-0.0035 (sez)

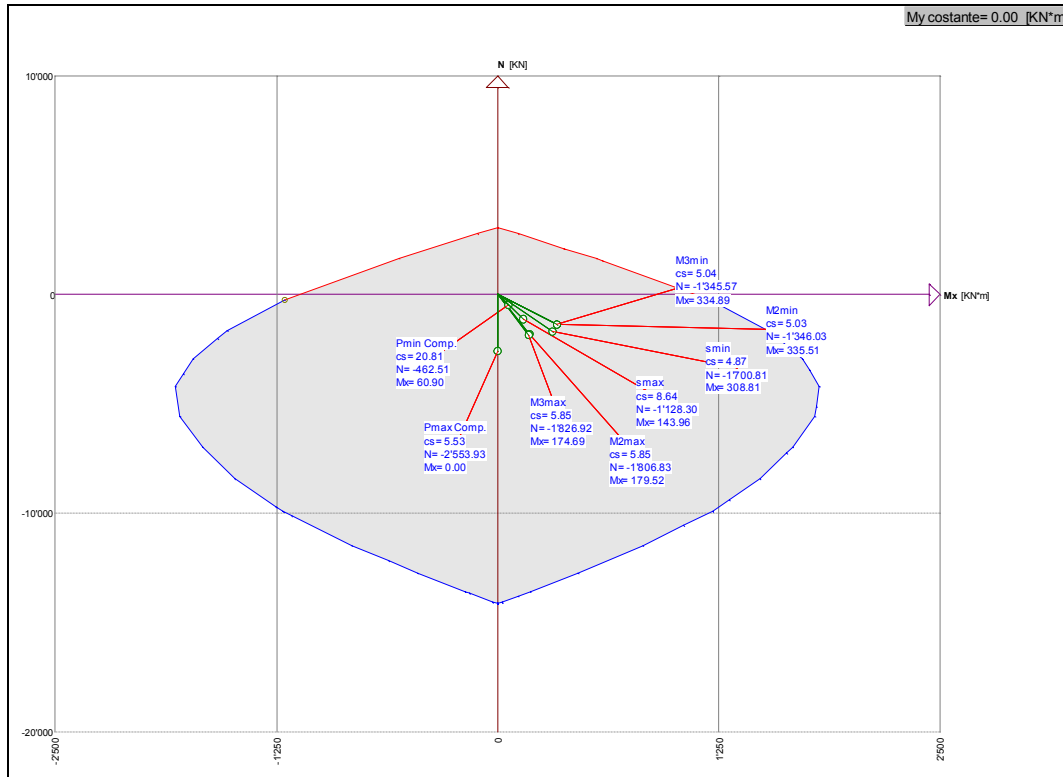
Sollecitazioni di progetto:

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M2max	-1806.83	0.00	0.00	179.52	0.00
2	M2min	-1346.03	0.00	0.00	335.51	0.00
3	M3max	-1826.92	0.00	0.00	174.69	0.00
4	M3min	-1345.57	0.00	0.00	334.89	0.00
5	Pmin Comp.	-462.51	0.00	0.00	60.90	0.00
6	Pmax Comp.	-2553.93	0.00	0.00	0.00	0.00
7	smax	-1128.30	0.00	0.00	143.96	0.00
8	smin	-1700.81	0.00	0.00	308.81	0.00

Verifiche:

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	5.8520	sezione
2	5.0288	sezione
3	5.8500	sezione
4	5.0362	sezione

5	20.8128	sezione
6	5.5311	sezione
7	8.6445	sezione
8	4.8678	sezione



Fila pali posteriore - Da testa palo a -2m da testa palo

Sollecitazioni Resistenti (M,N):

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-17199.42	-0.0035 (sez)	6146.59	0.01 (arm)
Mx	-2057.83	-0.0035 (sez)	2057.83	-0.0035 (sez)
My	-2058.47	-0.0035 (sez)	2058.47	-0.0035 (sez)

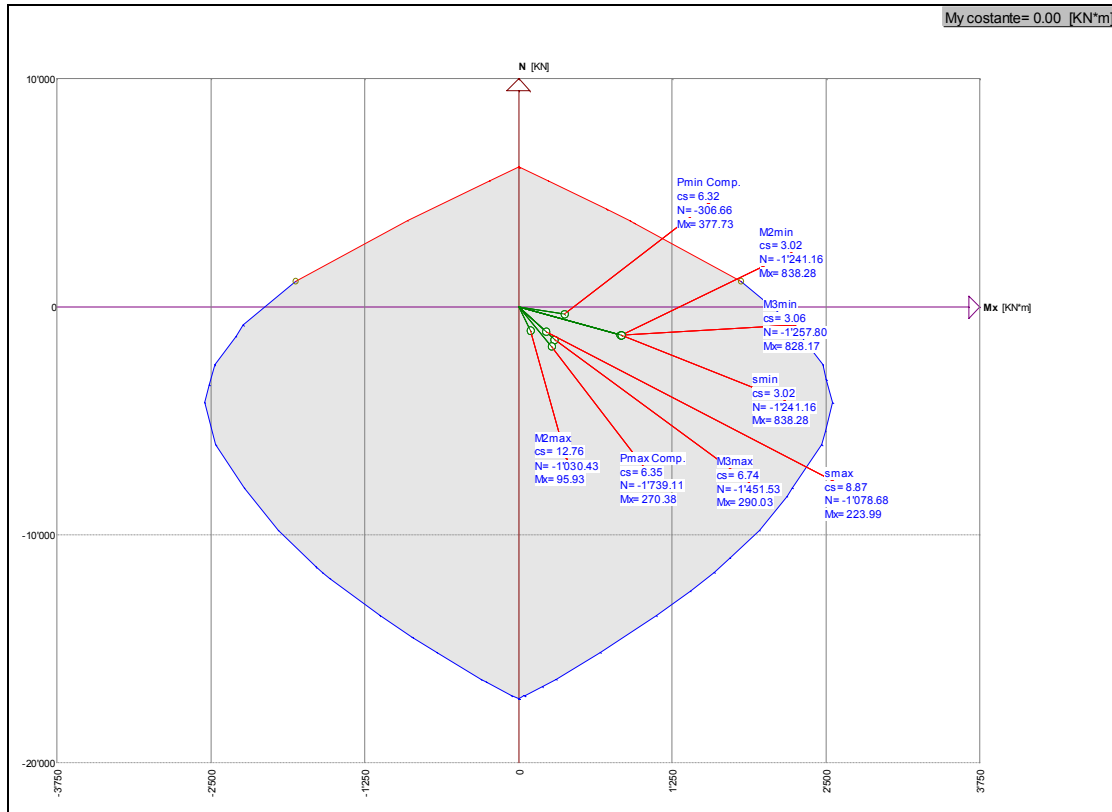
Sollecitazioni di progetto:

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M2max	-1030.43	0.00	0.00	95.93	0.00
2	M2min	-1241.16	0.00	0.00	838.28	0.00
3	M3max	-1451.53	0.00	0.00	290.03	0.00
4	M3min	-1257.80	0.00	0.00	828.17	0.00
5	Pmin Comp.	-306.66	0.00	0.00	377.73	0.00
6	Pmax Comp.	-1739.11	0.00	0.00	270.38	0.00
7	smax	-1078.68	0.00	0.00	223.99	0.00
8	smin	-1241.16	0.00	0.00	838.28	0.00

Verifiche:

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	12.7566	sezione
2	3.0191	sezione
3	6.7433	sezione
4	3.0624	sezione

5	6.3241	sezione
6	6.3452	sezione
7	8.8750	sezione
8	3.0191	sezione



Fila pali posteriore - Da -2m a piede palo

Sollecitazioni Resistenti (M,N):

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-14126.12	-0.0035 (sez)	3073.30	0.01 (arm)
Mx	-1121.71	-0.0035 (sez)	1121.71	-0.0035 (sez)
My	-1121.46	-0.0035 (sez)	1121.46	-0.0035 (sez)

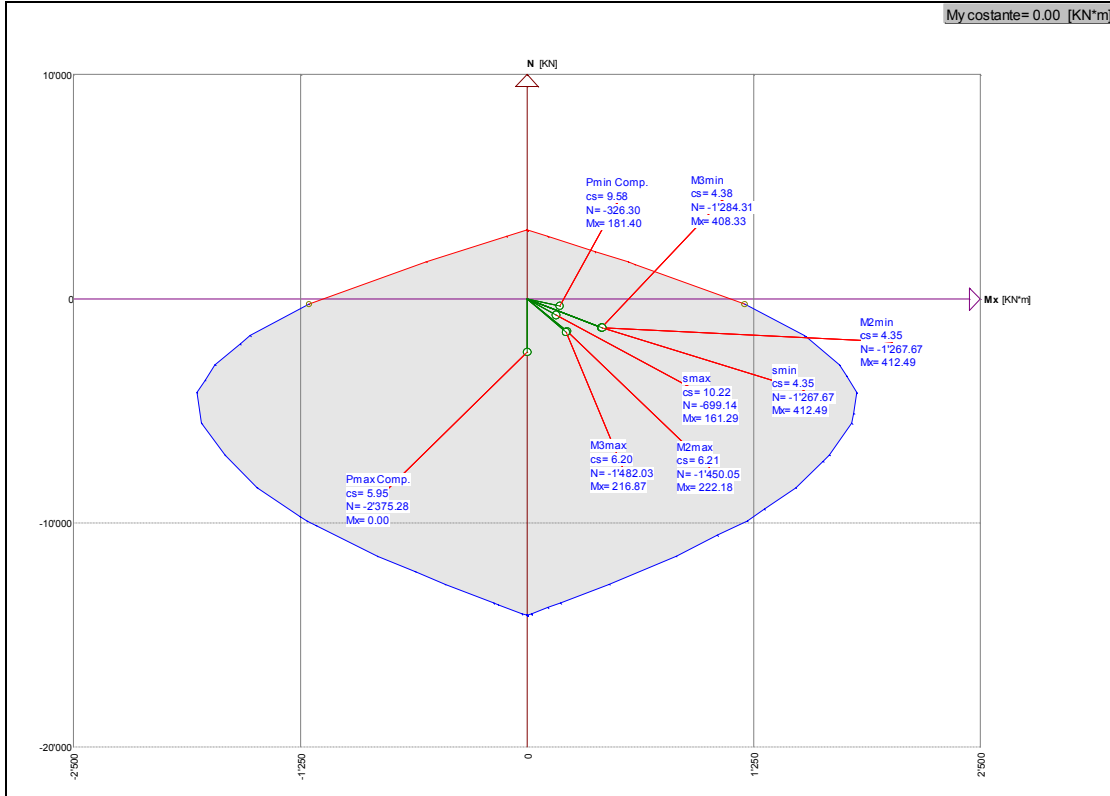
Sollecitazioni di progetto:

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M2max	-1450.05	0.00	0.00	222.18	0.00
2	M2min	-1267.67	0.00	0.00	412.49	0.00
3	M3max	-1482.03	0.00	0.00	216.87	0.00
4	M3min	-1284.31	0.00	0.00	408.33	0.00
5	Pmin Comp.	-326.30	0.00	0.00	181.40	0.00
6	Pmax Comp.	-2375.28	0.00	0.00	0.00	0.00
7	smax	-699.14	0.00	0.00	161.29	0.00
8	smin	-1267.67	0.00	0.00	412.49	0.00

Verifiche:

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	6.2100	sezione
2	4.3504	sezione
3	6.2040	sezione

4	4.3800	sezione
5	9.5789	sezione
6	5.9471	sezione
7	10.2181	sezione
8	4.3504	sezione



Verifiche a taglio allo stato limite ultimo

Fila pali anteriore – Da testa palo a -3m

V_{Rd}	=	1396.26	kN	RESISTENZA A TAGLIO DI ELEMENTI STRUTTURALI DOTATI DI SPECIFICA ARMATURA A TAGLIO
V_{ed}	=	340.15	kN	VALORE DI CALCOLO DELLO SFORZO DI TAGLIO AGENTE
V_{Rsd}	=	2044.27	kN	RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"
V_{Rcd}	=	1396.26	kN	RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"
N_{ed}	=	1346.00	kN	VALORE DI CALCOLO DELLO SFORZO NORMALE
SEZIONE VERIFICATA A TAGLIO				

θ	=	21.80	°	INCLINAZIONE PUNTONI DI CLS RISPETTO ALL'ASSE DELLA TRAVE
b_w	=	90.00	cm	LARGHEZZA UTILE DELLA SEZIONE
d	=	61.62	cm	ALTEZZA UTILE DELLA SEZIONE

ϕ_{staf}	=	12	mm	DIAMETRO STAFFE
A_{asw}	=	226.08	mm ²	AREA ARMATURA TRASVERSALE
s	=	6	cm	INTERASSE TRA DUE ARMATURE TRASVERSALI CONSECUTIVE
α	=	90	°	ANGOLO D'INCLINAZIONE DELL'ARMATURA TRASVERSALE RISPETTO ALL'ASSE DELLA TRAVE
f_{yk}	=	450	N/mm ²	RESISTENZA A TRAZIONE CARATTERISTICA DELL'ACCIAIO DELLE STAFFE

Fila pali anteriore – Da -3m a piede palo

Armatura minima: staffatura a spirale $\phi 10$ a passo 20cm.

Fila pali posteriore – Da testa palo a -3m

V_{Rd}	=	1385.71	kN	RESISTENZA A TAGLIO DI ELEMENTI STRUTTURALI DOTATI DI SPECIFICA ARMATURA A TAGLIO
V_{Ed}	=	427.02	kN	VALORE DI CALCOLO DELLO SFORZO DI TAGLIO AGENTE
V_{Rsd}	=	2044.27	kN	RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"
V_{Rcd}	=	1385.71	kN	RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"
N_{Ed}	=	1268.00	kN	VALORE DI CALCOLO DELLO SFORZO NORMALE
SEZIONE VERIFICATA A TAGLIO				

θ	=	21.80	°	INCLINAZIONE PUNTONI DI CLS RISPETTO ALL'ASSE DELLA TRAVE
b_w	=	90.00	cm	LARGHEZZA UTILE DELLA SEZIONE
d	=	61.62	cm	ALTEZZA UTILE DELLA SEZIONE

ϕ_{staf}	=	12	mm	DIAMETRO STAFFE
A_{sw}	=	226.08	mm ²	AREA ARMATURA TRASVERSALE
s	=	6	cm	INTERASSE TRA DUE ARMATURE TRASVERSALI CONSECUTIVE
α	=	90	°	ANGOLO D'INCLINAZIONE DELL'ARMATURA TRASVERSALE RISPETTO ALL'ASSE DELLA TRAVE
f_{yk}	=	450	N/mm ²	RESISTENZA A TRAZIONE CARATTERISTICA DELL'ACCIAIO DELLE STAFFE

Fila pali posteriore – Da -3m a piede palo

Armatura minima: staffatura a spirale $\phi 10$ a passo 20cm.

Verifiche a taglio SLV

V_{Rd}	=	1266.89	kN	RESISTENZA A TAGLIO DI ELEMENTI STRUTTURALI DOTATI DI SPECIFICA ARMATURA A TAGLIO
V_{Ed}	=	708.63	kN	VALORE DI CALCOLO DELLO SFORZO DI TAGLIO AGENTE
V_{Rsd}	=	2044.27	kN	RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"
V_{Rcd}	=	1266.89	kN	RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"
N_{Ed}	=	390.00	kN	VALORE DI CALCOLO DELLO SFORZO NORMALE
SEZIONE VERIFICATA A TAGLIO				

θ	=	21.80	°	INCLINAZIONE PUNTONI DI CLS RISPETTO ALL'ASSE DELLA TRAVE
b_w	=	90.00	cm	LARGHEZZA UTILE DELLA SEZIONE
d	=	61.62	cm	ALTEZZA UTILE DELLA SEZIONE

ϕ_{staf}	=	12	mm	DIAMETRO STAFFE
A_{sw}	=	226.08	mm ²	AREA ARMATURA TRASVERSALE
s	=	6	cm	INTERASSE TRA DUE ARMATURE TRASVERSALI CONSECUTIVE
α	=	90	°	ANGOLO D'INCLINAZIONE DELL'ARMATURA TRASVERSALE RISPETTO ALL'ASSE DELLA TRAVE
f_{yk}	=	450	N/mm ²	RESISTENZA A TRAZIONE CARATTERISTICA DELL'ACCIAIO DELLE STAFFE

Verifiche in campo elastico (sisma)

Fila pali anteriore - Da testa palo a -2m da testa palo

Parametri di sollecitazione :

N Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	-416.74	0.00	0.00	922.87	0.00
2	-1086.28	0.00	0.00	978.95	0.00
3	-416.22	0.00	0.00	534.01	0.00
4	-1223.78	0.00	0.00	665.41	0.00
5	-63.67	0.00	0.00	762.20	0.00
6	-1350.74	0.00	0.00	434.16	0.00
7	-416.74	0.00	0.00	922.87	0.00
8	-1086.28	0.00	0.00	978.95	0.00

Tensioni massime nei materiali :

comb.	σ max	σ min	σ s max	σ s min
1	-12.66	0.00	316.57	-145.87
2	-13.39	0.00	266.44	-160.20
3	-7.33	0.00	163.99	-86.06
4	-8.98	0.00	133.86	-111.28
5	-10.42	0.00	293.14	-117.17
6	-5.72	0.00	45.87	-74.36
7	-12.66	0.00	316.57	-145.87
8	-13.39	0.00	266.44	-160.20

Fila pali anteriore - Da -2m a piede palo

Parametri di sollecitazione :

N Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	-436.37	0.00	0.00	469.53	0.00
2	-1105.91	0.00	0.00	470.22	0.00
3	-435.86	0.00	0.00	269.77	0.00
4	-992.05	0.00	0.00	285.73	0.00
5	-83.31	0.00	0.00	388.32	0.00
6	-1821.98	0.00	0.00	0.00	0.00
7	-436.37	0.00	0.00	469.53	0.00
8	-1105.91	0.00	0.00	470.22	0.00

Tensioni massime nei materiali :

comb.	σ max	σ min	σ s max	σ s min
1	-7.15	0.00	165.35	-83.50
2	-6.76	0.00	86.61	-85.11
3	-4.01	0.00	71.38	-48.71
4	-3.98	0.00	27.69	-52.10
5	-5.97	0.00	175.46	-66.56
6	-2.02	-2.02	-30.33	-30.33
7	-7.15	0.00	165.35	-83.50
8	-6.76	0.00	86.61	-85.11

Fila pali posteriore - Da testa palo a -2m da testa palo

Parametri di sollecitazione :

N Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	-730.20	0.00	0.00	1038.58	0.00
2	-370.12	0.00	0.00	1401.99	0.00
3	-822.11	0.00	0.00	567.81	0.00
4	-196.46	0.00	0.00	834.33	0.00
5	132.97	0.00	0.00	471.17	0.00
6	-1030.65	0.00	0.00	181.09	0.00

PONTE SUL CANALE CONAGRO

(PR KM 224+854)

AUTOSTRADA DEL BRENNERO

CODIFICA DOCUMENTO
AI_4_3_1_RELAZIONE_CALCULO.DOC

FOLGIO
193 DI 210

7	-730.20	0.00	0.00	1038.58	0.00
8	-370.12	0.00	0.00	1401.99	0.00

Tensioni massime nei materiali :

comb.	σ max	σ min	σ s max	σ s min
1	-11.22	0.00	217.09	-134.74
2	-14.91	0.00	334.53	-175.09
3	-6.24	0.00	91.96	-77.48
4	-8.86	0.00	200.71	-103.91
5	-4.88	0.00	130.40	-55.48
6	-2.33	0.00	1.59	-31.74
7	-11.22	0.00	217.09	-134.74
8	-14.91	0.00	334.53	-175.09

Fila pali posteriore - Da -2m a piede palo

Parametri di sollecitazione :

N Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	-749.83	0.00	0.00	538.38	0.00
2	-389.75	0.00	0.00	696.63	0.00
3	-841.74	0.00	0.00	291.95	0.00
4	-216.09	0.00	0.00	382.46	0.00
5	113.33	0.00	0.00	192.16	0.00
6	-1501.89	0.00	0.00	0.00	0.00
7	-795.56	0.00	0.00	518.12	0.00
8	-389.75	0.00	0.00	696.63	0.00

Tensioni massime nei materiali :

comb.	σ max	σ min	σ s max	σ s min
1	-8.07	0.00	157.17	-96.90
2	-10.68	0.00	280.67	-121.92
3	-4.12	0.00	40.10	-52.88
4	-5.87	0.00	153.80	-66.96
5	-2.93	0.00	109.56	-30.55
6	-1.67	-1.67	-25.00	-25.00
7	-7.73	0.00	142.12	-93.46
8	-10.68	0.00	280.67	-121.92

Verifiche a taglio in campo elastico

Si verifica che la tensione media τ non superi la f_{ctk} . Si assume che l'armatura a taglio risulti necessaria se la tensione media individuata è superiore ad una tensione limite elastica assunta pari a: $0,5f_{ctk}$ che per i pali risulta pari a 0.90 N/mm^2 . Dove si è mostrata necessaria l'armatura a taglio si è fornita nel seguito il calcolo della staffatura minima, controllando che quella adottata fosse superiore.

Verifica elastica a taglio		
T	708.630	kN
b	83.62	mm
θ	84.57	°
τ	1.690	N/mm ²

Taglio sollecitante
Corda resistente
Angolo al centro di metà corda
Tensione massima a taglio ottenuta tramite il CIR

Calcolo staffatura minima		
τ	1.690	N/mm ²
b	836.20	mm

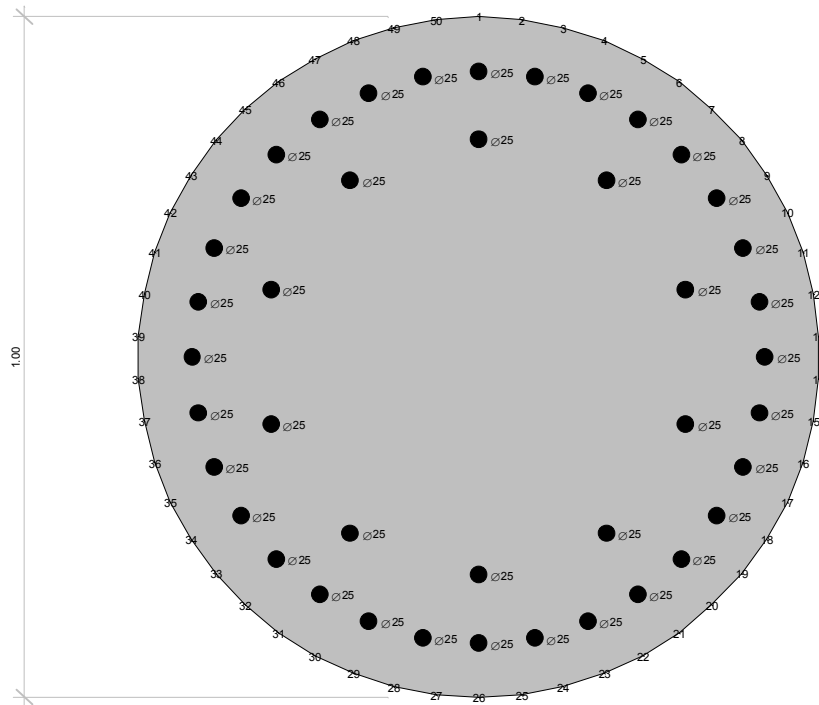
Tensione massima a taglio ottenuta tramite il CIR
Corda resistente

fyk	450	N/mm ²
fyd	391.30	N/mm ²
n° braccia	2	
passo	60	mm
A _{staffa,min}	1.08	cm ²
per i primi 3m - staffe ϕ 12/6cm		

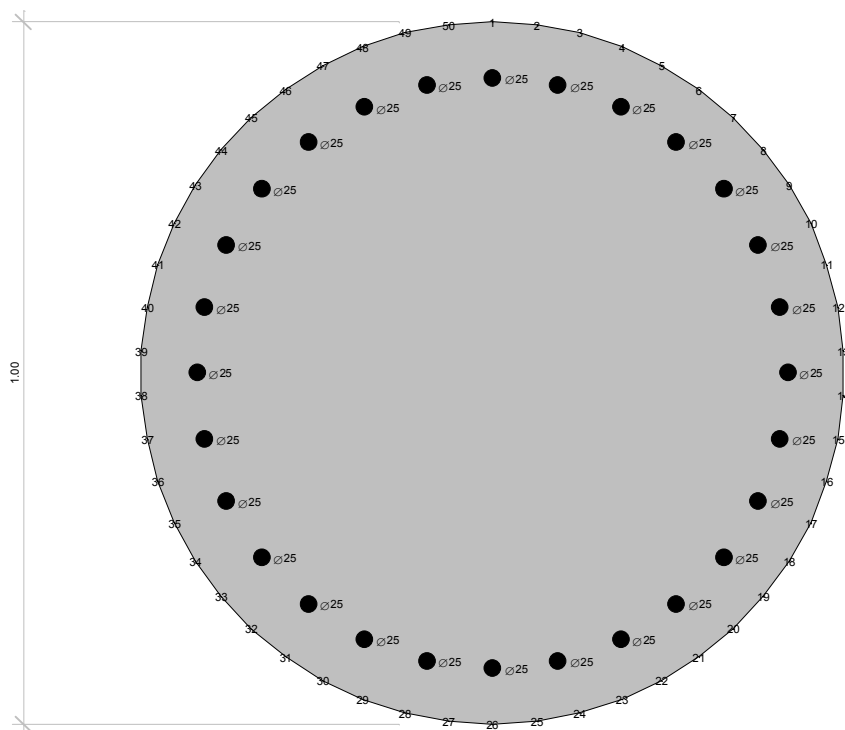
6.3.5.23 Pali di fondazione del risvolto sinistro

Geometria adottata per le verifiche

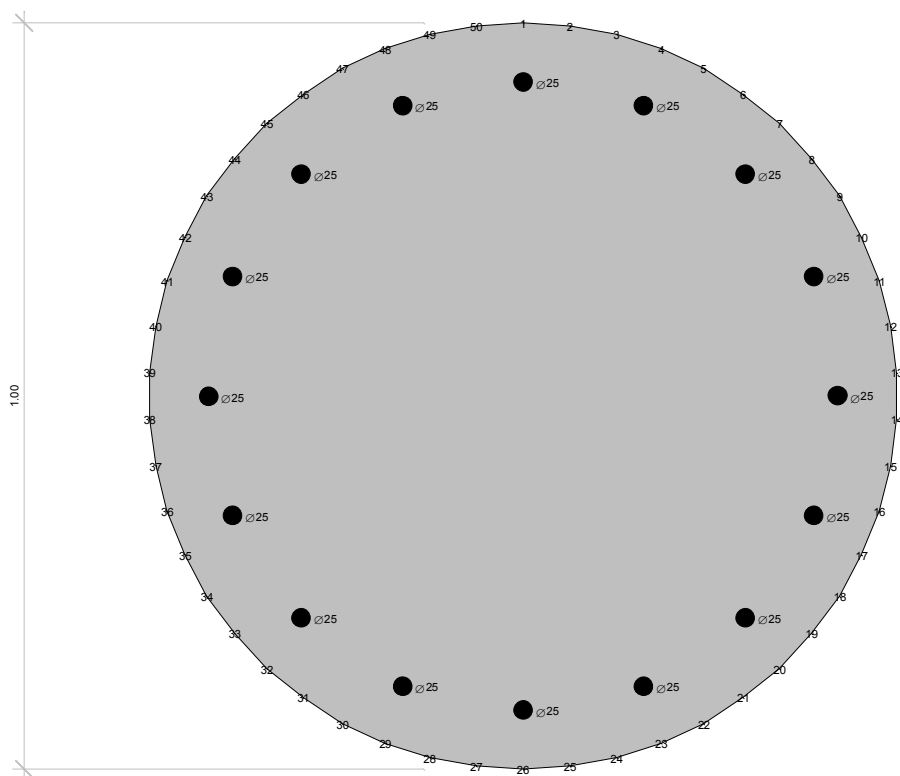
Da testa palo a -2m da testa palo (solo pali n° 1421,1682,1441 e 1521)



Da testa palo a -10m da testa palo



Da -10m a piede palo



Verifiche allo stato limite ultimo per flessione

Da testa palo a -2m da testa palo (solo pali n° 1421,1682,1441 e 1521)

Sollecitazioni Resistenti (M,N):

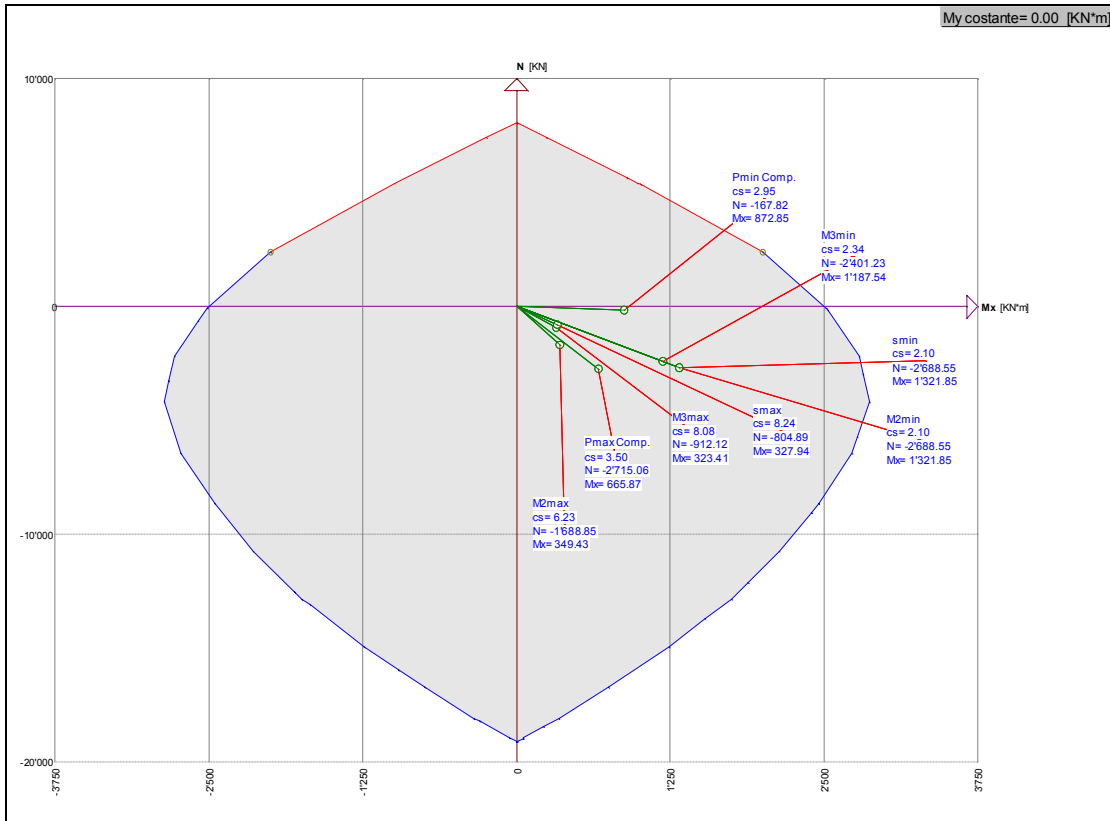
Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-19120.23	-0.0035 (sez)	8067.41	0.01 (arm)
Mx	-2503.75	-0.0035 (sez)	2503.75	-0.0035 (sez)
My	-2502.32	-0.0035 (sez)	2502.32	-0.0035 (sez)

Sollecitazioni di progetto:

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M2max	-1688.85	0.00	0.00	349.43	0.00
2	M2min	-2688.55	0.00	0.00	1321.85	0.00
3	M3max	-912.12	0.00	0.00	323.41	0.00
4	M3min	-2401.23	0.00	0.00	1187.54	0.00
5	Pmin Comp.	-167.82	0.00	0.00	872.85	0.00
6	Pmax Comp.	-2715.06	0.00	0.00	665.87	0.00
7	smax	-804.89	0.00	0.00	327.94	0.00
8	smin	-2688.55	0.00	0.00	1321.85	0.00

Verifiche:

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	6.2292	sezione
2	2.1004	sezione
3	8.0813	sezione
4	2.3395	sezione
5	2.9454	sezione
6	3.4997	sezione
7	8.2425	sezione
8	2.1004	sezione



Da testa palo a -10m da testa palo

Sollecitazioni Resistenti (M,N):

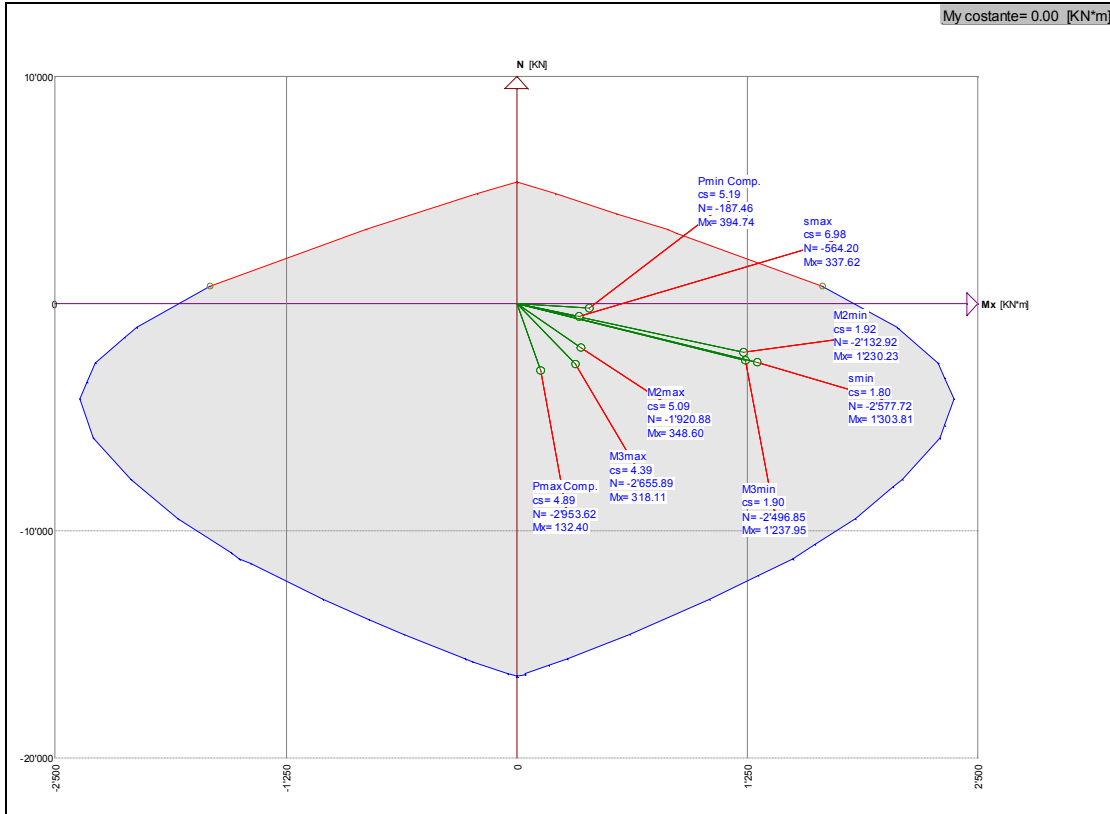
Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-16431.09	-0.0035 (sez)	5378.27	0.01 (arm)
Mx	-1834.25	-0.0035 (sez)	1834.25	-0.0035 (sez)
My	-1834.90	-0.0035 (sez)	1834.90	-0.0035 (sez)

Sollecitazioni di progetto:

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M2max	-1920.88	0.00	0.00	348.60	0.00
2	M2min	-2132.92	0.00	0.00	1230.23	0.00
3	M3max	-2655.89	0.00	0.00	318.11	0.00
4	M3min	-2496.85	0.00	0.00	1237.95	0.00
5	Pmin Comp.	-187.46	0.00	0.00	394.74	0.00
6	Pmax Comp.	-2953.62	0.00	0.00	132.40	0.00
7	smax	-564.20	0.00	0.00	337.62	0.00
8	smin	-2577.72	0.00	0.00	1303.81	0.00

Verifiche:

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	5.0913	sezione
2	1.9215	sezione
3	4.3853	sezione
4	1.8954	sezione
5	5.1922	sezione
6	4.8862	sezione
7	6.9756	sezione
8	1.8026	sezione



Da -10m a piede palo

Sollecitazioni Resistenti (M,N):

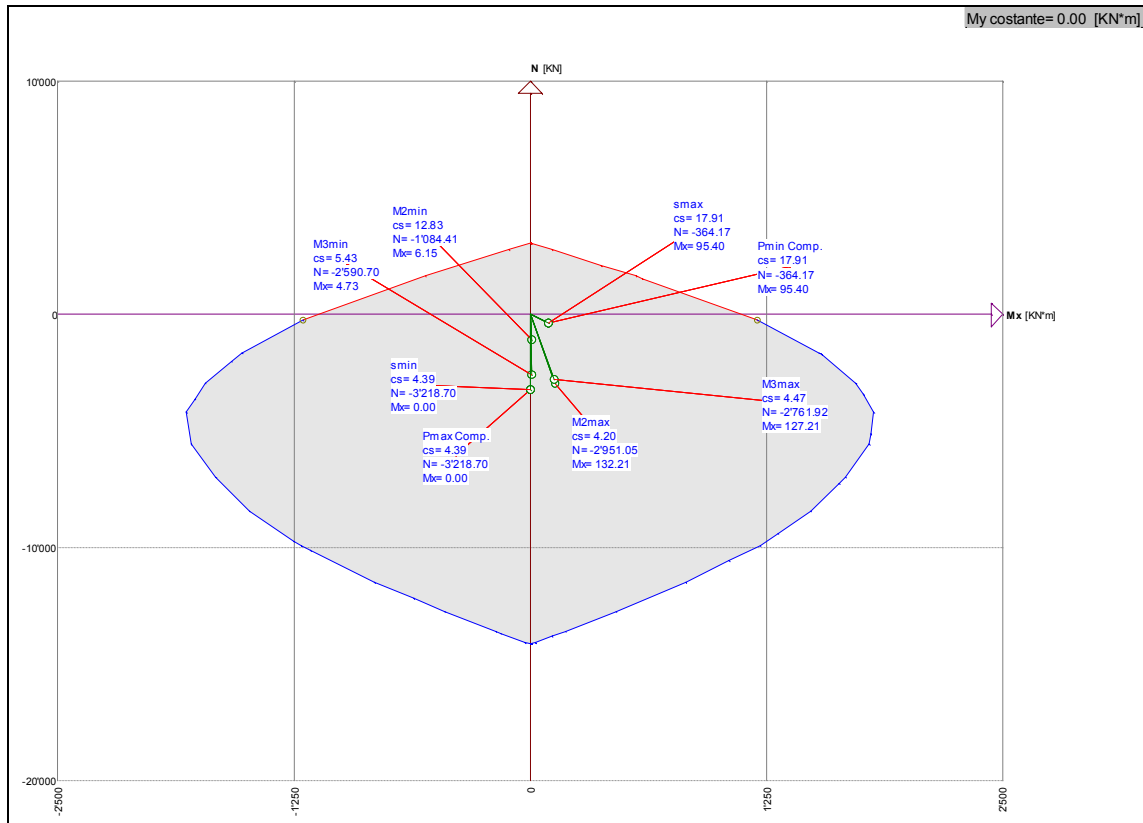
Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-14126.12	-0.0035 (sez)	3073.30	0.01 (arm)
Mx	-1121.71	-0.0035 (sez)	1121.71	-0.0035 (sez)
My	-1121.46	-0.0035 (sez)	1121.46	-0.0035 (sez)

Sollecitazioni di progetto:

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M2max	-2951.05	0.00	0.00	132.21	0.00
2	M2min	-1084.41	0.00	0.00	6.15	0.00
3	M3max	-2761.92	0.00	0.00	127.21	0.00
4	M3min	-2590.70	0.00	0.00	4.73	0.00
5	Pmin Comp.	-364.17	0.00	0.00	95.40	0.00
6	Pmax Comp.	-3218.70	0.00	0.00	0.00	0.00
7	smax	-364.17	0.00	0.00	95.40	0.00
8	smin	-3218.70	0.00	0.00	0.00	0.00

Verifiche:

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	4.2010	sezione
2	12.8255	sezione
3	4.4720	sezione
4	5.4271	sezione
5	17.9135	sezione
6	4.3888	sezione
7	17.9135	sezione
8	4.3888	sezione



Verifiche a taglio allo stato limite ultimo

Da testa palo a -3m da testa palo

V_{Rd}	=	1517.64	kN	RESISTENZA A TAGLIO DI ELEMENTI STRUTTURALI DOTATI DI SPECIFICA ARMATURA A TAGLIO
V_{ed}	=	655.42	kN	VALORE DI CALCOLO DELLO SFORZO DI TAGLIO AGENTE
V_{Rsd}	=	2044.27	kN	RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"
V_{Rcd}	=	1517.64	kN	RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESIONE"
N_{ed}	=	2523.35	kN	VALORE DI CALCOLO DELLO SFORZO NORMALE
SEZIONE VERIFICATA A TAGLIO				

θ	=	21.80	°	INCLINAZIONE PUNTONI DI CLS RISPETTO ALL'ASSE DELLA TRAVE
b_w	=	90.00	cm	LARGHEZZA UTILE DELLA SEZIONE
d	=	61.62	cm	ALTEZZA UTILE DELLA SEZIONE

ϕ_{staf}	=	12	mm	DIAMETRO STAFFE
A_{sw}	=	226.08	mm ²	AREA ARMATURA TRASVERSALE
s	=	6	cm	INTERASSE TRA DUE ARMATURE TRASVERSALI CONSECUTIVE
α	=	90	°	ANGOLO D'INCLINAZIONE DELL'ARMATURA TRASVERSALE RISPETTO ALL'ASSE DELLA TRAVE
f_{yk}	=	450	N/mm ²	RESISTENZA A TRAZIONE CARATTERISTICA DELL'ACCIAIO DELLE STAFFE

Da -3m a piede palo

Armatura minima: staffatura a spirale $\phi 10$ a passo 20cm.

Verifiche a taglio SLV

V_{rd}	=	1517.64	kN	RESISTENZA A TAGLIO DI ELEMENTI STRUTTURALI DOTATI DI SPECIFICA ARMATURA A TAGLIO
V_{ed}	=	724.11	kN	VALORE DI CALCOLO DELLO SFORZO DI TAGLIO AGENTE
V_{Rsd}	=	2044.27	kN	RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"
V_{Rcd}	=	1517.64	kN	RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"
N_{ed}	=	2525.63	kN	VALORE DI CALCOLO DELLO SFORZO NORMALE
SEZIONE VERIFICATA A TAGLIO				

θ	=	21.80	°	INCLINAZIONE PUNTONI DI GLS RISPETTO ALL'ASSE DELLA TRAVE
b_w	=	90.00	cm	LARGHEZZA UTILE DELLA SEZIONE
d	=	61.62	cm	ALTEZZA UTILE DELLA SEZIONE

ϕ_{staf}	=	12	mm	DIAMETRO STAFFE
A_{sw}	=	226.08	mm ²	AREA ARMATURA TRASVERSALE
s	=	6	cm	INTERASSE TRA DUE ARMATURE TRASVERSALI CONSECUTIVE
α	=	90	°	ANGOLO D'INCLINAZIONE DELL'ARMATURA TRASVERSALE RISPETTO ALL'ASSE DELLA TRAVE
f_{yk}	=	450	N/mm ²	RESISTENZA A TRAZIONE CARATTERISTICA DELL'ACCIAIO DELLE STAFFE

Verifiche in campo elastico (sisma)

Da testa palo a -2m da testa palo (solo pali n° 1421,1682,1441 e 1521)

Parametri di sollecitazione :

N Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	-554.68	0.00	0.00	408.59	0.00
2	-2505.99	0.00	0.00	1365.03	0.00
3	508.19	0.00	0.00	388.84	0.00
4	-1516.13	0.00	0.00	1171.27	0.00
5	1816.75	0.00	0.00	1011.10	0.00
6	-2898.69	0.00	0.00	0.00	0.00
7	1718.57	0.00	0.00	397.86	0.00
8	-2505.99	0.00	0.00	1365.03	0.00

Tensioni massime nei materiali :

comb.	σ max	σ min	σ s max	σ s min
1	-4.13	0.00	59.05	-51.47
2	-13.99	0.00	166.92	-177.09
3	-3.41	0.00	111.68	-36.95
4	-11.83	0.00	172.85	-146.94
5	-8.43	0.00	318.61	-87.80
6	-2.65	-2.65	-39.80	-39.80
7	-1.97	0.00	182.40	-11.17
8	-13.99	0.00	166.92	-177.09

Da testa palo a -10m da testa palo

Parametri di sollecitazione :

N Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	-554.68	0.00	0.00	408.59	0.00
2	-959.01	0.00	0.00	1247.85	0.00
3	-270.46	0.00	0.00	372.21	0.00
4	-1873.51	0.00	0.00	1225.45	0.00

PONTE SUL CANALE CONAGRO

AUTOSTRADA DEL BRENNERO

(PR KM 224+854)

CODIFICA DOCUMENTO
AI_4_3_1_RELAZIONE_CALCULO.DOC

FOGLIO
201 DI 210

5	1797.11	0.00	0.00	394.34	0.00
6	-2702.34	0.00	0.00	144.50	0.00
7	1718.57	0.00	0.00	397.86	0.00
8	-1873.51	0.00	0.00	1225.45	0.00

Tensioni massime nei materiali :

comb.	σ max	σ min	σ s max	σ s min
1	-4.70	0.00	74.26	-57.51
2	-14.21	0.00	278.43	-169.10
3	-4.23	0.00	84.19	-50.28
4	-14.12	0.00	208.76	-174.10
5	-1.70	0.00	256.38	-0.20
6	-3.78	-1.64	-27.21	-54.04
7	-1.99	0.00	251.23	-4.65
8	-14.12	0.00	208.76	-174.10

Da -10m a piede palo

Parametri di sollecitazione :

N Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	-2702.34	0.00	0.00	144.50	0.00
2	-535.42	0.00	0.00	40.63	0.00
3	-1712.48	0.00	0.00	130.79	0.00
4	311.84	0.00	0.00	45.08	0.00
5	1620.40	0.00	0.00	122.19	0.00
6	-2898.69	0.00	0.00	0.00	0.00
7	1620.40	0.00	0.00	122.19	0.00
8	-2846.33	0.00	0.00	5.71	0.00

Tensioni massime nei materiali :

comb.	σ max	σ min	σ s max	σ s min
1	-4.22	-1.78	-29.61	-60.35
2	-0.94	-0.25	-4.59	-13.23
3	-3.00	-0.80	-14.59	-42.42
4	0.48	0.00	67.04	12.37
5	7.87	0.00	280.40	132.23
6	-3.22	-3.22	-48.25	-48.25
7	7.87	0.00	280.40	132.23
8	-3.21	-3.11	-46.77	-47.99

Verifiche a taglio in campo elastico

Si verifica che la tensione media τ non superi la f_{ctk} . Si assume che l'armatura a taglio risulti necessaria se la tensione media individuata è superiore ad una tensione limite elastica assunta pari a: $0,5f_{ctk}$ che per i pali risulta pari a 0.90 N/mm^2 .

Verifica elastica a taglio		
T	724.110	kN
b	83.45	mm
θ	83.42	°
τ	1.753	N/mm ²

Taglio sollecitante

Corda resistente

Angolo al centro di metà corda

Tensione massima a taglio ottenuta tramite il CIR

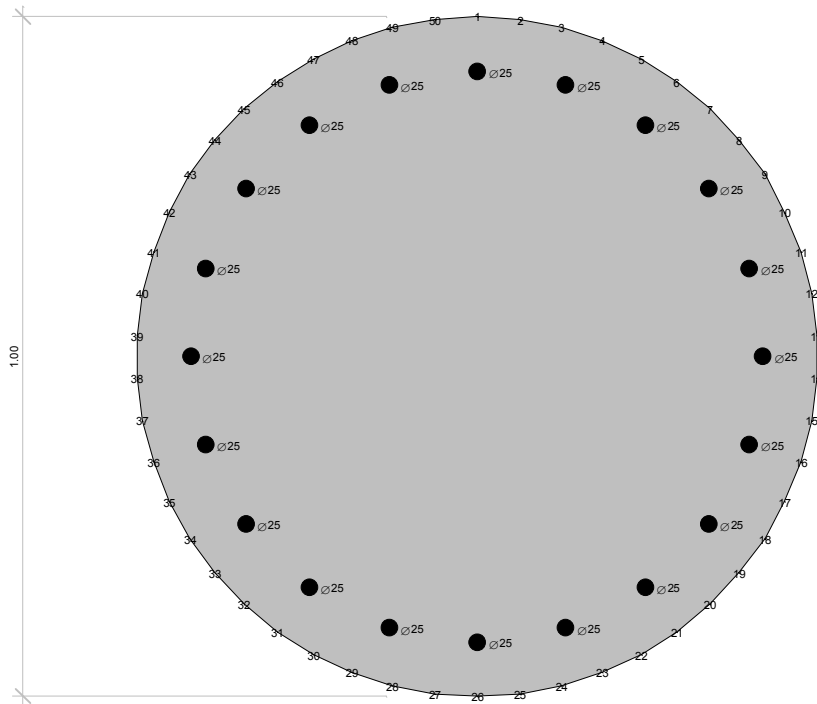
Calcolo staffatura minima

τ	1.753	N/mm ²	Tensione massima a taglio ottenuta tramite il CIR
b	834.50	mm	
fyk	450	N/mm ²	Corda resistente
fyd	391.30	N/mm ²	
n° braccia	2		
passo	60	mm	
A_{staffa,min}	1.12	cm ²	
per i primi 3m - staffe $\phi 12/6\text{cm}$			

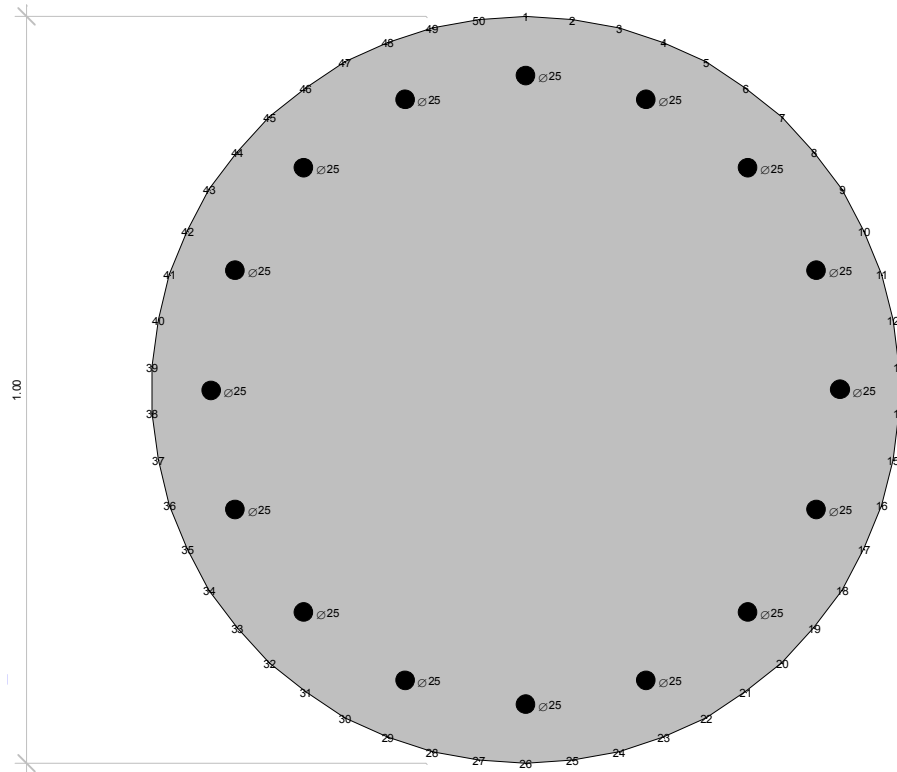
6.3.5.24 Pali di fondazione del risvolto destro

Geometria adottata per le verifiche

Da testa palo a -2m da testa palo



Da -2m a piede palo



Verifiche allo stato limite ultimo per flessione

Da testa palo a -2m da testa palo

Sollecitazioni Resistenti (M,N):

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-14894.45	-0.0035 (sez)	3841.62	0.01 (arm)
Mx	-1378.67	-0.0035 (sez)	1378.67	-0.0035 (sez)
My	-1379.60	-0.0035 (sez)	1379.60	-0.0035 (sez)
Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-19120.23	-0.0035 (sez)	8067.41	0.01 (arm)
Mx	-2503.75	-0.0035 (sez)	2503.75	-0.0035 (sez)
My	-2502.32	-0.0035 (sez)	2502.32	-0.0035 (sez)

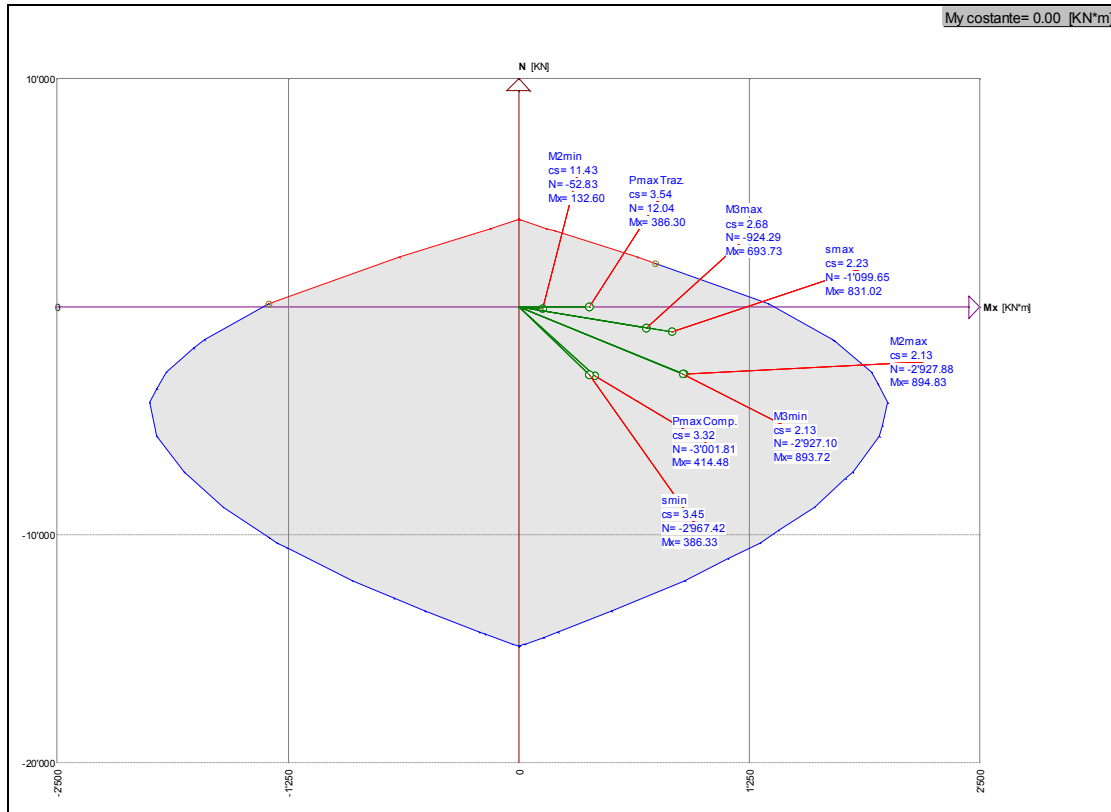
Sollecitazioni di progetto:

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M2max	-2927.88	0.00	0.00	894.83	0.00
2	M2min	-52.83	0.00	0.00	132.60	0.00
3	M3max	-924.29	0.00	0.00	693.73	0.00
4	M3min	-2927.10	0.00	0.00	893.72	0.00
5	Pmax Traz.	12.04	0.00	0.00	386.30	0.00
6	Pmax Comp.	-3001.81	0.00	0.00	414.48	0.00
7	smax	-1099.65	0.00	0.00	831.02	0.00
8	smin	-2967.42	0.00	0.00	386.33	0.00

Verifiche:

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	2.1299	sezione
2	11.4302	sezione
3	2.6764	sezione
4	2.1320	sezione
5	3.5438	sezione

6	3.3238	sezione
7	2.2305	sezione
8	3.4462	sezione



Da -2m a piede palo

Sollecitazioni Resistenti (M,N):

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-14126.12	-0.0035 (sez)	3073.30	0.01 (arm)
Mx	-1121.71	-0.0035 (sez)	1121.71	-0.0035 (sez)
My	-1121.46	-0.0035 (sez)	1121.46	-0.0035 (sez)

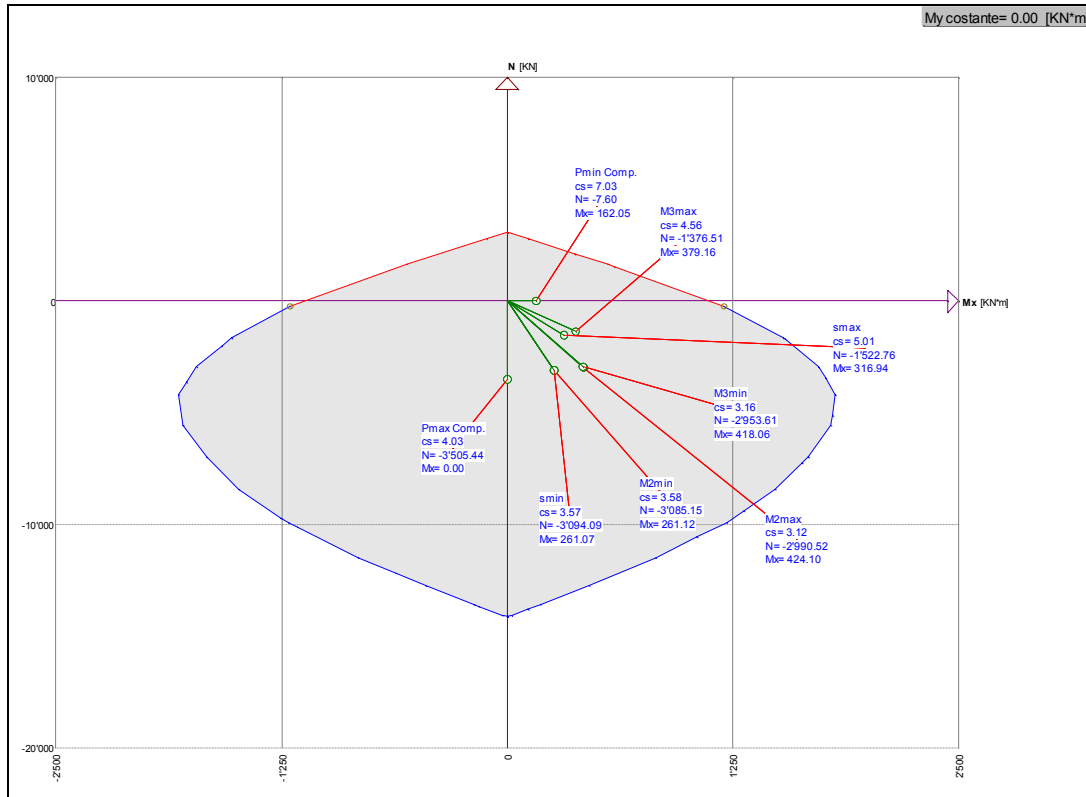
Sollecitazioni di progetto:

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M2max	-2990.52	0.00	0.00	424.10	0.00
2	M2min	-3085.15	0.00	0.00	261.12	0.00
3	M3max	-1376.51	0.00	0.00	379.16	0.00
4	M3min	-2953.61	0.00	0.00	418.06	0.00
5	Pmin Comp.	-7.60	0.00	0.00	162.05	0.00
6	Pmax Comp.	-3505.44	0.00	0.00	0.00	0.00
7	smax	-1522.76	0.00	0.00	316.94	0.00
8	smin	-3094.09	0.00	0.00	261.07	0.00

Verifiche:

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	3.1176	sezione
2	3.5774	sezione
3	4.5636	sezione
4	3.1593	sezione

5	7.0339	armatura
6	4.0298	sezione
7	5.0067	sezione
8	3.5699	sezione



Verifiche a taglio allo stato limite ultimo

Da testa palo a -3m da testa palo

V_{Rd}	=	1474.29	kN	RESISTENZA A TAGLIO DI ELEMENTI STRUTTURALI DOTATI DI SPECIFICA ARMATURA A TAGLIO
V_{Ed}	=	491.73	kN	VALORE DI CALCOLO DELLO SFORZO DI TAGLIO AGENTE
V_{Rsd}	=	2044.27	kN	RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"
V_{Rcd}	=	1474.29	kN	RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESIONE"
N_{Ed}	=	1922.60	kN	VALORE DI CALCOLO DELLO SFORZO NORMALE

SEZIONE VERIFICATA A TAGLIO

θ	=	21.80	°	INCLINAZIONE PUNTONI DI CLS RISPETTO ALL'ASSE DELLA TRAVE
b_w	=	90.00	cm	LARGHEZZA UTILE DELLA SEZIONE
d	=	61.62	cm	ALTEZZA UTILE DELLA SEZIONE

ϕ_{staf}	=	12	mm	DIAMETRO STAFFE
A_{sw}	=	226.08	mm ²	AREA ARMATURA TRASVERSALE
s	=	6	cm	INTERASSE TRA DUE ARMATURE TRASVERSALI CONSECUTIVE
α	=	90	°	ANGOLO D'INCLINAZIONE DELL'ARMATURA TRASVERSALE RISPETTO ALL'ASSE DELLA TRAVE
f_{yk}	=	450	N/mm ²	RESISTENZA A TRAZIONE CARATTERISTICA DELL'ACCIAIO DELLE STAFFE

Da -3m a piede palo

Armatura minima: staffatura a spirale $\phi 10$ a passo 20cm.

Verifiche a taglio SLV

V_{Rd}	=	1270.68	kN	RESISTENZA A TAGLIO DI ELEMENTI STRUTTURALI DOTATI DI SPECIFICA ARMATURA A TAGLIO
V_{Ed}	=	483.71	kN	VALORE DI CALCOLO DELLO SFORZO DI TAGLIO AGENTE
V_{Rsd}	=	2044.27	kN	RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"
V_{Rcd}	=	1270.68	kN	RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"
N_{Ed}	=	418.00	kN	VALORE DI CALCOLO DELLO SFORZO NORMALE
SEZIONE VERIFICATA A TAGLIO				

θ	=	21.80	°	INCLINAZIONE PUNTONI DI CLS RISPETTO ALL'ASSE DELLA TRAVE
b_w	=	90.00	cm	LARGHEZZA UTILE DELLA SEZIONE
d	=	61.62	cm	ALTEZZA UTILE DELLA SEZIONE

ϕ_{staf}	=	12	mm	DIAMETRO STAFFE
A_{sw}	=	226.08	mm ²	AREA ARMATURA TRASVERSALE
s	=	6	cm	INTERASSE TRA DUE ARMATURE TRASVERSALI CONSECUTIVE
α	=	90	°	ANGOLO D'INCLINAZIONE DELL'ARMATURA TRASVERSALE RISPETTO ALL'ASSE DELLA TRAVE
f_{yk}	=	450	N/mm ²	RESISTENZA A TRAZIONE CARATTERISTICA DELL'ACCIAIO DELLE STAFFE

Verifiche in campo elastico (sisma)

Da testa palo a -2m da testa palo

Parametri di sollecitazione :

N Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	-1574.93	0.00	0.00	865.46	0.00
2	136.75	0.00	0.00	181.42	0.00
3	-422.37	0.00	0.00	451.48	0.00
4	-660.44	0.00	0.00	578.53	0.00
5	383.87	0.00	0.00	444.28	0.00
6	-1595.54	0.00	0.00	385.94	0.00
7	-259.39	0.00	0.00	836.17	0.00
8	-802.43	0.00	0.00	86.77	0.00

Tensioni massime nei materiali :

comb.	σ max	σ min	σ s max	σ s min
1	-11.68	0.00	175.62	-144.67
2	-2.41	0.00	87.55	-25.46
3	-6.19	0.00	131.11	-73.33
4	-7.91	0.00	155.55	-94.79
5	-5.88	0.00	220.23	-61.40
6	-5.14	0.00	22.08	-68.54
7	-11.46	0.00	300.07	-130.86
8	-1.56	-0.16	-4.09	-21.78

Da -2m a piede palo

Parametri di sollecitazione :

N Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	-1594.56	0.00	0.00	392.52	0.00
2	-453.88	0.00	0.00	273.11	0.00
3	-716.94	0.00	0.00	249.75	0.00
4	-680.08	0.00	0.00	277.47	0.00
5	364.23	0.00	0.00	198.81	0.00
6	-1968.61	0.00	0.00	0.00	0.00
7	-279.03	0.00	0.00	375.37	0.00
8	-1673.10	0.00	0.00	259.99	0.00

Tensioni massime nei materiali :

comb.	σ max	σ min	σ s max	σ s min
1	-5.48	0.00	26.21	-72.79
2	-4.05	0.00	70.76	-49.33
3	-3.52	0.00	34.55	-45.23
4	-3.97	0.00	48.47	-50.22
5	-2.82	0.00	150.97	-25.47
6	-2.18	-2.18	-32.77	-32.77
7	-5.74	0.00	141.67	-66.27
8	-4.06	0.00	0.09	-55.65

Verifiche a taglio in campo elastico

Si verifica che la tensione media τ non superi la f_{ctk} . Si assume che l'armatura a taglio risulti necessaria se la tensione media individuata è superiore ad una tensione limite elastica assunta pari a: $0,5f_{ctk}$ che per i pali risulta pari a 0.90 N/mm^2 .

Verifica elastica a taglio		
T	483.710	kN
b	82.75	mm
θ	80.12	°
τ	1.220	N/mm ²

Taglio sollecitante
Corda resistente
Angolo al centro di metà corda
Tensione massima a taglio ottenuta tramite il CIR

Calcolo staffatura minima		
τ	1.220	N/mm ²
b	827.50	mm
fyk	450	N/mm ²
fyd	391.30	N/mm ²
n° braccia	2	
passo	60	mm
A _{staffa,min}	0.77	cm ²
per i primi 3m - staffe $\phi 12/6\text{cm}$		

Tensione massima a taglio ottenuta tramite il CIR
Corda resistente

7 PORTANZA PALI

I dimensionamenti sono stati affrontati utilizzando i dati della relazione geotecnica del progetto preliminare.

Si riportano le sollecitazioni sui pali.

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); risultano i seguenti tipi di verifiche:

1. Verifiche agli Stati Limite Ultimi (Approccio 1, combinazione 2 – A2M1).
2. Verifiche delle Azioni Sismiche (Approccio 1, combinazione 2 – A2M1).

Si sono assunti i seguenti parametri del terreno:

da quota 0.00m a quota -30.00m scisto alterato

Peso di volume γ_t	20 kN/m ³
Angolo di attrito Φ	35
Coesione c	0 N/mm ²
qs,lim	160 kPa
qb,lim	6000 kPa

7.1 VERIFICA DI PORTANZA DEI PALI DELLE SPALLE

Di seguito si riportano le sollecitazioni più significative per le Combinazioni di carico risultate più critiche.

Si prevede una lunghezza dei pali di fondazione $\phi 1000$, pari a:

risolto sinistra	$L_{sx} =$	20.00m
risolto destra	$L_{dx} =$	20.00m
spalla	$L_s =$	25.00m

$N_{slu, A2+M1} = 3524 \text{ kN}$ (risolto sx, elemento 718)

$N_{sis, max} = 2526 \text{ kN}$ (risolto dx, elemento 718)

$N_{sis, min} = -553.78 \text{ kN}$ (risolto sx, elemento 537)

Si esegue la verifica di portanza relative ai pali sotto al risvolto destro per la combinazione SLU, che risulta essere la più gravosa. La tabella di verifica è riportata di seguito e fa riferimento alla caratterizzazione del terreno riportata nella “Relazione geologica, idrogeologica e geotecnica” e nel “Profilo geotecnico longitudinale”.

La portanza massima a quota -20.00m, risulta pari a 3537 kN, come da grafico seguente.

CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO COMPRESSO (D.M. 14.01.2008)
LAVORO: CANALE CONAGRO - APPROCCIO 1 - COMBINAZIONE 2

Il carico limite di progetto viene determinato come:

$$R_{cd} = R_{bd} + R_{sd} - W_p$$

in cui:

- $R_{bd} = R_{bk} / \gamma_b$: Resistenza alla punta di progetto
- $R_{sd} = R_{sk} / \gamma_s$: Resistenza laterale di progetto
- $R_{sdt} = R_{sk} / \gamma_{st}$: Resistenza laterale di trazione di progetto
- $R_{bk} = R_{bm} / \zeta$: Resistenza alla punta caratteristica
- $R_{sk} = R_{sm} / \zeta$: Resistenza laterale caratteristica
- $R_{bm} = Q_b$: Resistenza media alla punta
- $R_{sm} = Q_s$: Resistenza media laterale
- W_p : peso proprio del palo alleggerito

PORTANZA UNITARIA ALLA PUNTA

Terreni granulari ($c = 0, \phi < 0$)

In accordo alla teoria di Berenzantsev⁽¹⁾:

$$q_b = N_q^* \times \alpha^v \quad \text{con:} \quad N_q^*: \text{coefficiente di capacit  portante corrispondente all'insorgere delle prime deformazioni plastiche (ced. = 0,06 - 0,10 D)}$$

N_q^*   dato dal grafico a destra riportato:



In ogni caso viene assunto per q_b il valore limite di $q_{b,lim}$.

Terreni coesivi ($c < 0$)

Il calcolo viene svolto in termini di tensioni totali

La resistenza alla punta viene espressa come:

$$q_b = \alpha^v + 9 c_u$$

RESISTENZA LATERALE UNITARIA

Terreni granulari ($c = 0, \phi < 0$)

$$q_s = K \tan \delta \alpha^v \quad \text{con:} \quad K \text{ assunto pari a } 1 - \text{sen } \phi$$

$$\tan \delta = \tan \phi$$

In ogni caso non viene superato il valore limite di $q_{l,lim}$.

Terreni coesivi ($c < 0$)

$$q_s = \alpha c_u \quad \text{con:} \quad \alpha \text{ variabile in funzione di } c_u \text{ secondo la seguente tabella (AGI - 1984)}$$

cu (kPa)	α
≤ 25	0.9
da 25 a 50	0.8
da 50 a 75	0.6
> 75	0.4

In ogni caso non viene superato il valore limite di $q_{l,lim}$.

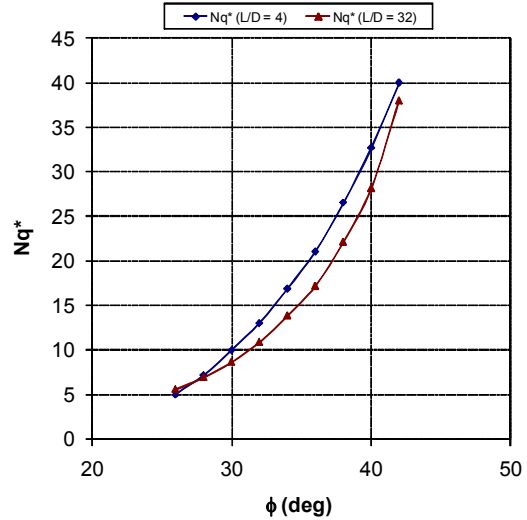
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

	unit�	
Diametro palo	m	1.00
Superficie resistente alla punta	m ²	0.79
Superficie laterale per lunghezza unitaria	m ²	3.14
peso specifico del palo	kN/m ³	25.00

STRATIGRAFIA DI PROGETTO (DA Q.T.P.)

n.	DESCRIZIONE	DA	A
1	Riesato	0.0	-2.0
2	CC - Substrato	-2.0	in gi�
3			
4			

Coefficiente N_q^* corrispondente all'insorgere delle prime deformazioni plastiche alla punta



FALDA

	unit�	
Quota livello falda da q.t.p.	m	20.00

SOVRACCARICO A Q.T.P.

Tensione totale in testa palo	kN/m ²	20.0
Tensione efficace in testa palo		20.0

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

coefficiente γ_b	1.45
coefficiente γ_s	1.45
coefficiente γ_{st}	1.60
coefficiente ζ	1.50

Diagramma del carico limite del palo in funzione della lunghezza

