

ORDINE DEGLI INGEGNERI
DELLA PROV. DI TRENTO

dott.ing. **ROBERTO BOSETTI**

INSCRIZIONE ALBO N° 1027

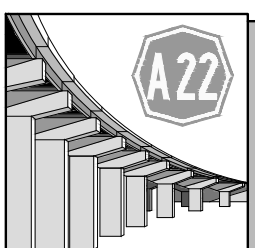

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

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
4.4.1.	INTERVENTI SULLE OPERE D'ARTE Sottopasso svincolo stazione Verona Nord (pr km 225+372) 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		IL DIRETTORE TECNICO GENERALE E PROGETTISTA: 
NUMERO PROGETTO: 31/09					

INDICE

1	RELAZIONE ILLUSTRATIVA	9
1.1	ELEMENTI STRUTTURALI	13
1.1.1	IMPALCATO	13
1.1.2	APPOGGI	14
1.1.3	SPALLE	15
1.2	METODO DI CALCOLO	16
1.2.1	CRITERI E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA	16
1.2.2	COMBINAZIONI DI CARICO	20
1.2.3	SISTEMA DI VINCOLAMENTO	23
1.2.4	VALUTAZIONE DELLE SPINTE DEL TERRENO	23
1.2.5	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	24
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	25
2.1	OPERE IN C.A. E ACCIAIO	25
2.2	PRINCIPIALI NORME UNI	25
2.3	PRINCIPALI ISTRUZIONI CNR	26
2.4	NORME STRADALI	26
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	28
3.1	TABELLA RIASSUNTIVA CLASSI DI ESPOSIZIONE SECONDO NORMATIVA UNI EN 206-1	28
3.2	CALCESTRUZZO PER MAGRONE	29
3.3	CALCESTRUZZO PER PALI DI FONDAZIONE	29
3.4	CALCESTRUZZO PER OPERE DI FONDAZIONE	29
3.5	CALCESTRUZZO PER OPERE DI ELEVAZIONE	30
3.6	CALCESTRUZZO PER TRAVI PREFABBRICATE IN C.A.P.	30
3.7	CALCESTRUZZO PER SOLETTA IMPALCATO	30
3.8	ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO	31
3.9	ACCIAIO PER ARMATURA DA PRECOMPRESSIONE	31
3.10	COPRIFERRI	32

SOTTOPASSO SVINCOLO STAZIONE VERONA NORD (PR KM 225+372)		AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	
		CODIFICA DOCUMENTO AI_4_4_1_RELAZIONE_CALCULO.DOC	FOGLIO 4 DI 166
4	CODICI DI CALCOLO		33
4.1	SAP 2000		33
4.2	ENG - SIGMAC		35
4.3	VCASLU		37
5	RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO		38
5.1.2	ANALISI DEI CARICHI		39
	EFFETTI DEL RITIRO		39
	EFFETTI DELLE DILATAZIONI TERMICHE DIFFERENZIALI		39
	CARICHI MOBILI (Q)		40
5.1.2.1	Carichi e sollecitazioni sulla trave di bordo		42
5.1.3	MODELLI DI CALCOLO		43
5.1.4	ANALISI STRUTTURALE		43
5.1.4.1	Criteri generali		43
5.1.5	VERIFICHE STATICHE IMPALCATO ALLO SLU		43
5.1.5.1	Classificazione della sezione in acciaio		44
5.1.5.1	Verifica di resistenza		44
5.1.5.2	Stati limite ultimi di stabilità per la sezione metallica		45
5.1.6	STATO LIMITE ULTIMO DI FATICA		50
5.1.6.1	Verifiche per vita illimitata		50
5.1.6.2	Verifica della sezione		51
5.1.7	VERIFICA DEI PIOLI		53
5.1.7.1	Caratteristiche e limitazioni dimensionali		53
5.1.7.2	Criteri di calcolo e sollecitazioni		54
5.1.7.3	Verifiche delle piolature		55
5.1.8	VERIFICHE STATICHE IMPALCATO ALLO SLE		57
5.1.8.1	Verifica tensionale		57
5.1.8.2	Verifica a fessurazione della soletta		57
5.1.8.3	Stato limite di deformazione		57
5.2	SOLETTA		59
5.2.1	VERIFICHE IN DIREZIONE TRASVERSALE		60
5.2.1.1	Fase provvisoria		60
5.2.1.2	Fase definitiva		66

SOTTOPASSO SVINCOLO STAZIONE VERONA NORD (PR KM 225+372)		AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	
		CODIFICA DOCUMENTO AI_4_4_1_RELAZIONE CALCOLO.DOC	FOGLIO 5 DI 166
5.2.1.3	Carichi permanenti		66
5.2.1.4	Carichi accidentali		69
5.2.1.5	Urto di veicolo in svio		72
5.2.1.6	Carico del vento		74
5.2.1.7	Riepilogo delle sollecitazioni massime e combinazione di carico		75
5.2.1.8	Verifiche di resistenza		76
5.2.1.9	Verifica in condizioni eccezionali: urto di veicolo in svio		80
5.2.2	VERIFICHE IN DIREZIONE LONGITUDINALE		81
5.2.2.1	Verifiche di resistenza (slu)		81
5.3	TRAVERSI		82
5.3.1	CARATTERISTICHE GEOMETRICHE		82
5.3.2	SOLLECITAZIONI DI PROGETTO		82
5.3.3	VERIFICHE DI RESISTENZA		84
6	RELAZIONE DI CALCOLO APPOGGI		85
6.1	AZIONI SUGLI APPOGGI		87
6.1.1	CARICHI STATICI		87
6.1.2	SISMA		88
7	RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE		92
7.1	SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA		92
7.1.1	SPALLA		92
7.1.2	IMPALCATO		94
7.1.3	CONVENZIONI SUI SEGNI		98
7.2	DATI PER ANALISI SISMICA		99
7.3	ELENCO DATI		99
7.3.1	DATI RELATIVI ALLE TRAVI		99
7.3.2	DATI RELATIVI ALLA SOLETTA, ALLA PAVIMENTAZIONE ED ALLE FINITURE		99
7.3.3	DATI RELATIVI AI CARICHI MOBILI		100
7.3.4	DATI RELATIVI ALLE AZIONI SISMICHE		101
7.3.5	DATI RELATIVI AGLI APPOGGI ED ALLA CURVATURA IMPALCATO		102
7.3.6	DATI RELATIVI AI BAGGIOLI		102

SOTTOPASSO SVINCOLO STAZIONE VERONA NORD (PR KM 225+372)		AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	
		CODIFICA DOCUMENTO A1_4_4_1_RELAZIONE_CALCULO.DOC	FOGLIO 6 DI 166
7.3.7	DATI RELATIVI ALLA SPALLA		102
7.3.8	DATI RELATIVI ALLA PLATEA DI FONDAZIONE		103
7.3.9	DATI RELATIVI AL TERRENO		103
7.3.10	DATI RELATIVI ALLA PALIFICATA DI FONDAZIONE		104
7.4	CASI DI CARICO E COMBINAZIONI		105
7.4.1	CARICHI ELEMENTARY		105
7.4.1.1	Combinazioni di carico		108
7.5	AZIONI		112
7.5.1	AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO		112
7.5.1.1	Carichi permanenti		112
7.5.1.2	Carichi accidentali		112
7.5.1.3	Azione di frenamento		113
7.5.1.4	Azione centrifuga		113
7.5.1.5	Azione del vento		113
7.5.1.6	Azione sismica		114
7.5.1.7	Azione di attrito		115
7.5.2	AZIONI RELATIVE ALLA SPALLA		115
7.5.2.1	Peso proprio		115
7.5.2.2	Spinta delle terre		115
7.5.2.2.1	Spinta del terreno di monte		115
7.5.2.2.2	Spinta relativa del sovraccarico sul terrapieno		117
7.5.2.2.3	Spinta relativa al terreno di valle		119
7.5.2.2.4	Carico sulla platea fondazione		119
7.5.2.3	Azione del vento		119
7.5.2.4	Azione sismica		119
7.5.2.4.1	Azioni inerziali		119
7.5.2.4.2	Spinta terre		120
7.6	SOLLECITAZIONI		123
7.6.1	SOLLECITAZIONI MICROPALI DI FONDAZIONE		123
7.6.1.1	Stati limite ultimi struttura: a1+m1		125
7.6.1.2	Stati limite ultimi geotecnica: a2+m1		127
7.6.1.3	Condizione sismica struttura: a1+m1		128
7.6.1.4	Condizione sismica geotecnica: a2+m1		131

SOTTOPASSO SVINCOLO STAZIONE VERONA NORD (PR KM 225+372)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	
	CODIFICA DOCUMENTO A1_4_4_1_RELAZIONE CALCOLO.DOC	FOGLIO 7 DI 166
7.6.2 SOLLECITAZIONI FUSTO DI NUOVA COSTRUZIONE		132
7.6.2.1 Stati limite ultimi struttura: a1+m1		133
7.6.2.2 Condizione sismica struttura: a1+m1		134
7.6.3 SOLLECITAZIONI MURI ACCENNO DI RISVOLTO		135
7.6.3.1 Stati limite ultimi struttura: a1+m1		136
7.6.3.2 Condizione sismica struttura: a1+m1		137
7.7 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI		138
7.7.1 VERIFICHE FUSTO DI NUOVA COSTRUZIONE – LATO DESTRO		138
7.7.1.1 Verifiche allo stato limite ultimo per presso-flessione – direzione 1 (armatura orizzontale)		140
7.7.1.2 Verifiche allo stato limite ultimo per presso-flessione – direzione 2 (armatura verticale)		141
7.7.1.3 Verifiche a taglio allo stato limite ultimo		142
7.7.1.4 Verifiche in campo elastico (sisma)		143
7.7.2 VERIFICHE FUSTO DI NUOVA COSTRUZIONE – LATO SINISTRO		143
7.7.2.1 Verifiche allo stato limite ultimo per presso-flessione – direzione 1 (armatura orizzontale)		145
7.7.2.2 Verifiche allo stato limite ultimo per presso-flessione – direzione 2 (armatura verticale)		146
7.7.2.3 Verifiche a taglio allo stato limite ultimo		147
7.7.2.4 Verifiche in campo elastico (sisma)		148
7.7.3 VERIFICHE ACCENNO DI RISVOLTO – LATO DESTRO		148
7.7.3.1 Verifiche allo stato limite ultimo per presso-flessione – direzione 1 (armatura orizzontale)		150
7.7.3.2 Verifiche allo stato limite ultimo per presso-flessione – direzione 2 (armatura verticale)		150
7.7.3.3 Verifiche a taglio allo stato limite ultimo		151
7.7.3.4 Verifiche in campo elastico (sisma)		152
7.7.4 VERIFICHE ACCENNO DI RISVOLTO – LATO SINISTRO		153
7.7.4.1 Verifiche allo stato limite ultimo per presso-flessione – direzione 1 (armatura orizzontale)		154
7.7.4.2 Verifiche allo stato limite ultimo per presso-flessione – direzione 2 (armatura verticale)		155
7.7.4.3 Verifiche a taglio allo stato limite ultimo		156
7.7.4.4 Verifiche in campo elastico (sisma)		157
7.7.5 VERIFICHE MICROPALI		157
7.7.5.1 Micropali di fondazione della platea del paraghiaia		158

SOTTOPASSO SVINCOLO STAZIONE VERONA NORD (PR KM 225+372)		AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.
		CODIFICA DOCUMENTO AI_4_4_1_RELAZIONE CALCOLO DOC
7.7.5.1.1	Geometria adottata per le verifiche	158
7.7.5.1.2	Verifiche a pressoflessione e taglio allo stato limite ultimo elastico	158
7.7.5.1.3	Verifiche a pressoflessione e taglio allo stato limite ultimo elastico - slv	159
7.7.5.2	Micropali consolidamento del fusto esistente	160
7.7.5.2.1	Geometria adottata per le verifiche	160
7.7.5.2.2	Verifiche a pressoflessione e taglio allo stato limite ultimo elastico	160
7.7.5.2.3	Verifiche a pressoflessione e taglio allo stato limite ultimo elastico - slv	160
7.7.5.3	Micropali di fondazione del fusto nuovo e dell'accenno di risvolto – lato destro	161
7.7.5.3.1	Geometria adottata per le verifiche	161
7.7.5.3.2	Verifiche a pressoflessione e taglio allo stato limite ultimo elastico	161
7.7.5.3.3	Verifiche a pressoflessione e taglio allo stato limite ultimo elastico - slv	162
7.7.5.4	Micropali di fondazione del fusto nuovo e dell'accenno di risvolto – lato sinistro	162
7.7.5.4.1	Geometria adottata per le verifiche	162
7.7.5.4.2	Verifiche a pressoflessione e taglio allo stato limite ultimo elastico	162
7.7.5.4.3	Verifiche a pressoflessione e taglio allo stato limite ultimo elastico - slv	163
8	PORTANZA PALI	164

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 di sovrappasso allo svincolo di Verona Nord.

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 sottostante svincolo.

Il ponte si colloca alla progressiva pk 255+366 e presenta una campata in travi di cap per ogni via di corsa (Nord e Sud), sostenute da spalle a gravità in calcestruzzo: oltre al rifacimento dell'impalcato si pone necessario il consolidamento delle spalle esistenti.

La demolizione è prevista in più fasi quasi tutte da effettuarsi in ore notturne e in concomitanza a sospensione del traffico. 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.

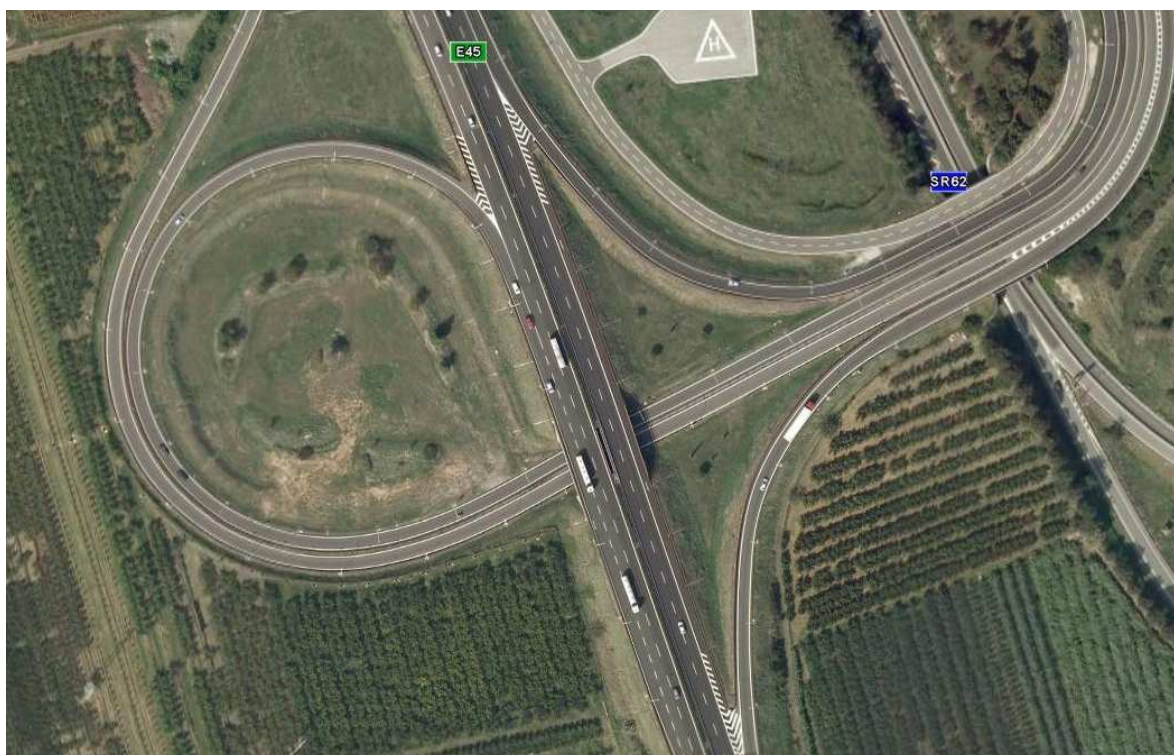


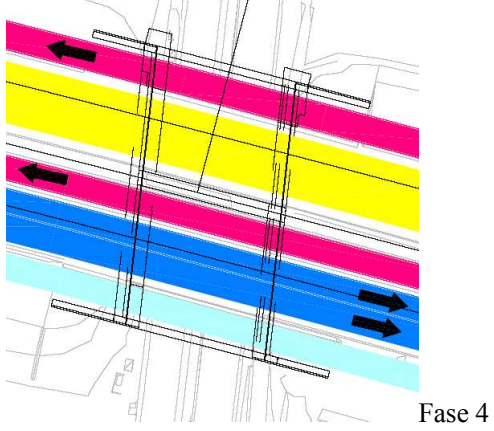
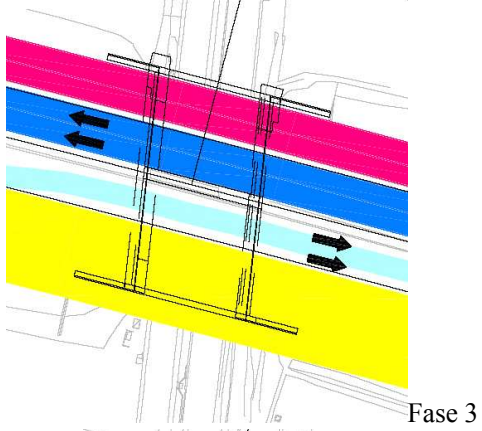
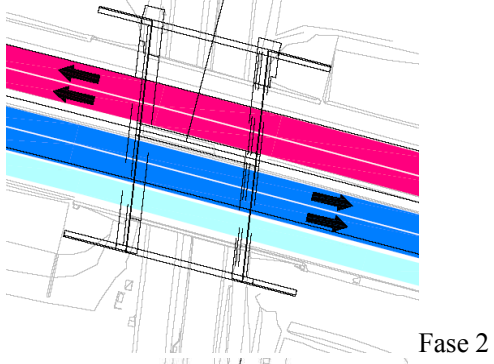
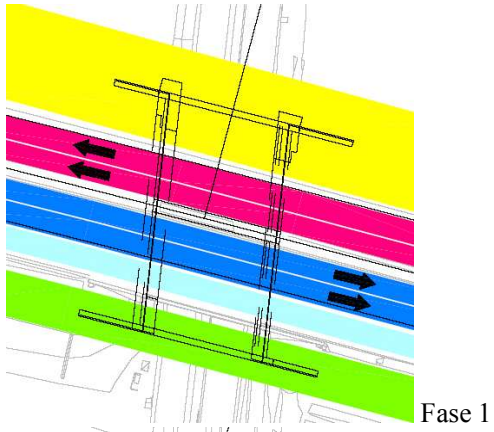
Figura 1.1 Vista planimetrica stato di fatto

Il viadotto in progetto è a due carreggiate separate con leggero raggio di curvatura ($R=5355m$, con centro lato via Sud) che comporta una pendenza trasversale (dalla via nord alla via sud) di circa 3.04%; è costituito da una campata di luce 16.80m (retto impalcato) che sovrappassa lo svincolo di uscita Verona Nord ed il franco garantito al di sotto di tale campata non viene abbassato rispetto a quello esistente.

L'intervento di allargamento comporta quattro fasi realizzative, durante le quali deve essere mantenuto il traffico, garantendo un minimo di n.2 corsie per senso di marcia:

L'intervento di allargamento comporta quattro fasi realizzative, 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 del prolungamento delle spalle ed i relativi muri di risvolto su micropali via Nord, previa infissione di un palancolato provvisorio per consentire lo scavo delle fondazioni dei nuovi muri, e previo rinforzo dei muri di risvolto mediante micropali e tiranti. Messa in opera delle travi in cap e realizzazione dell'impalcato di progetto collegato temporaneamente all'esistente.
2. fase temporanea necessaria per coordinarsi con gli interventi alle altre opere;
3. deviazione del traffico sulla via nord (due corsie direzione Trento, due corsie direzione Modena). Infissione di palancole in prossimità dell'asse di tracciamento per consentire la realizzazione della spalla della via sud, previa demolizione dell'impalcato e della sommità della spalla esistente e rinforzo della stessa con micropali e tiranti. Realizzazione della controparete opportunamente "chiodata" alla spalla esistente. Rinforzo dei muri di risvolto esistenti con inserimento di micropali (demolizione della sommità); inserimento di palancole a proseguimento del muro andatore per consentire la realizzazione dei muri di risvolto nuovi collegati all'esistente mediante barre dywidag.
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 della sommità delle spalle, con rinforzo delle stesse mediante inserimento di micropali e tiranti. Realizzazione della spalla nuova su micropali e della controparete collegata all'esistente mediante chiodature. Messa in opera delle travi in cap e realizzazione dell'impalcato di progetto da collegare alla parte di impalcato realizzato in fase 1.



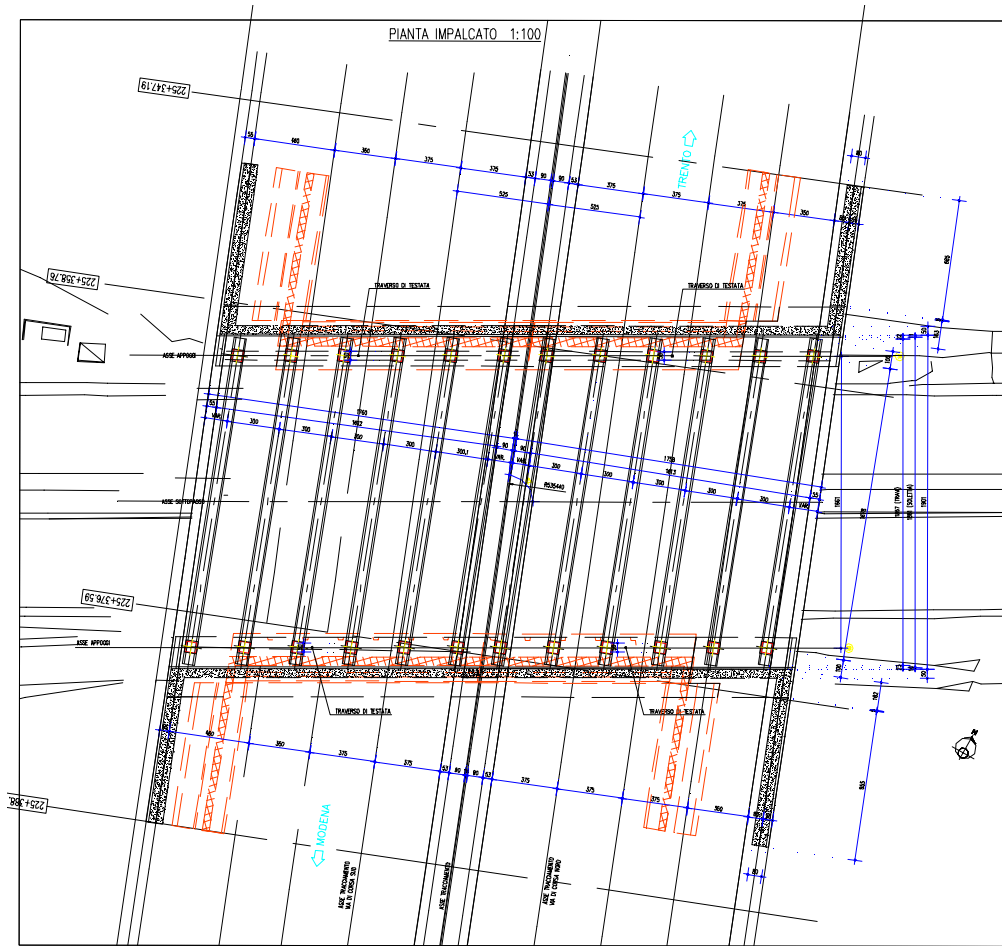


Figura 1.2 Pianta impalcato

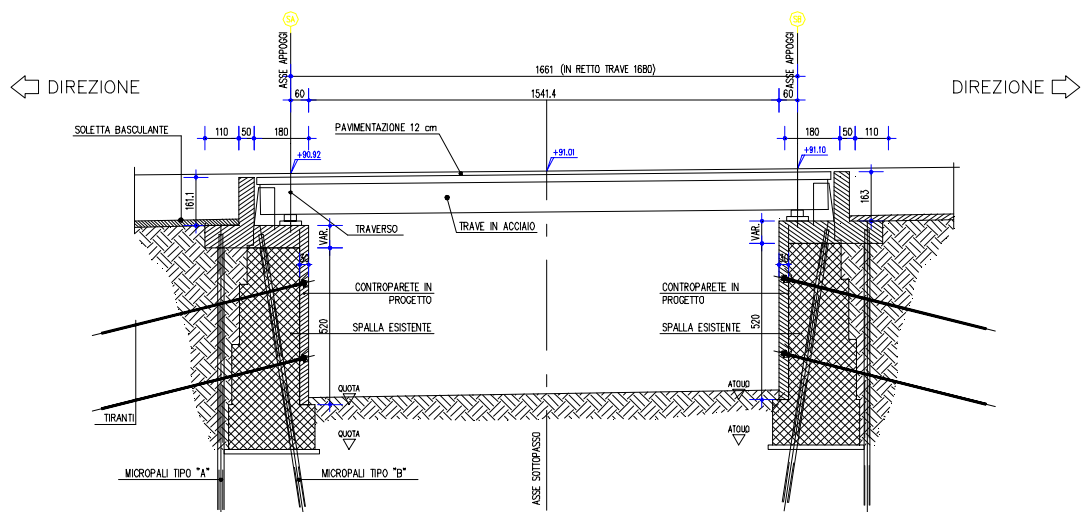


Figura 1.3 Sezione longitudinale

1.1 ELEMENTI STRUTTURALI

1.1.1 IMPALCATO

Il ponte presenta due carreggiate separate, ciascuna a campata singola di luce $L = 16.80\text{m}$ e retro trave di 1.0m .

Si prevede per ciascuna carreggiata un impalcato in semplice appoggio costituito da travi di altezza $H=100\text{cm}$ in conglomerato cementizio precompresso a cavi pretesi e soletta superiore collaborante in conglomerato cementizio armato di spessore 25cm .

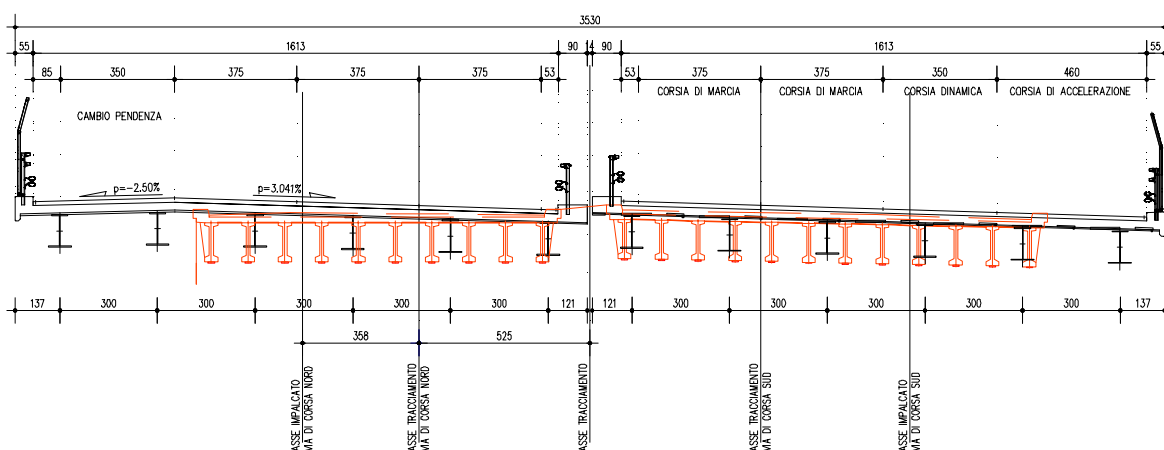


Figura 1.4 Sezione trasversale impalcato

L'impalcato della via Nord ha una larghezza complessiva di 17.58m circa così suddivisa:

- tre corsie di marcia da 3.75m e una corsia di emergenza da 3.50m che costituiscono la sede stradale, più la fascia di rispetto presso le banchine da 0.85m (esterna) e 0.53m (interna);
- il cordolo esterno da 0.55m per l'alloggiamento della barriera di sicurezza e rete;
- un cordolo interno da 0.90m per l'alloggiamento della barriera di sicurezza.

L'impalcato della via Sud ha una larghezza complessiva di 17.58m circa così suddivisa:

- due corsie di marcia da 3.75m , una corsia dinamica da 3.50m e una corsia di immissione di 4.60m che costituiscono la sede stradale, più la fascia di rispetto presso le barriere da 0.53m (interna);
- il cordolo esterno da 0.55m per l'alloggiamento della barriera di sicurezza e rete (il dimensionamento è stato effettuato ipotizzando il carico trasmesso antirumore integrata);
- un cordolo interno da 0.90m per l'alloggiamento della barriera di sicurezza.

L'asse di tracciamento presenta una leggera curvatura $R=5354\text{m}$ con centro verso Modena.

La pendenza trasversale della carreggiata ha un valore costante pari a 3.04% , dalla carreggiata Nord verso la Sud, fatta eccezione per la corsia di emergenza della carreggiata lato Trento che ha un valore di 2.50% in contropendenza.

Entrambi gli impalcati presentano n.6 travi in acciaio con interasse $i=3.00m$ e gli sbalzi hanno luce massima di 1.40m circa.

Sono presenti traversi in campata, a interasse di 5.60m e presso le spalle.

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 sole spalle, in entità proporzionale alla rigidità del dispositivo di appoggio.

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

Direzione longitudinale e trasversale: :

Spalla A: 6+6=12 isolatori elastomerici

Spalla B: 6+6=12 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 nomina $V_n=100$, 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 rigidezza 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 rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali (creazione di cerniere plastiche secondo il criterio della gerarchia delle resistenze), mantenendo ancora un margine di sicurezza (resistenza e rigidezza) 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 $45^{\circ}25'48$ N e Longitudine $10^{\circ}54'29$ E, ad una quota di circa 82 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:

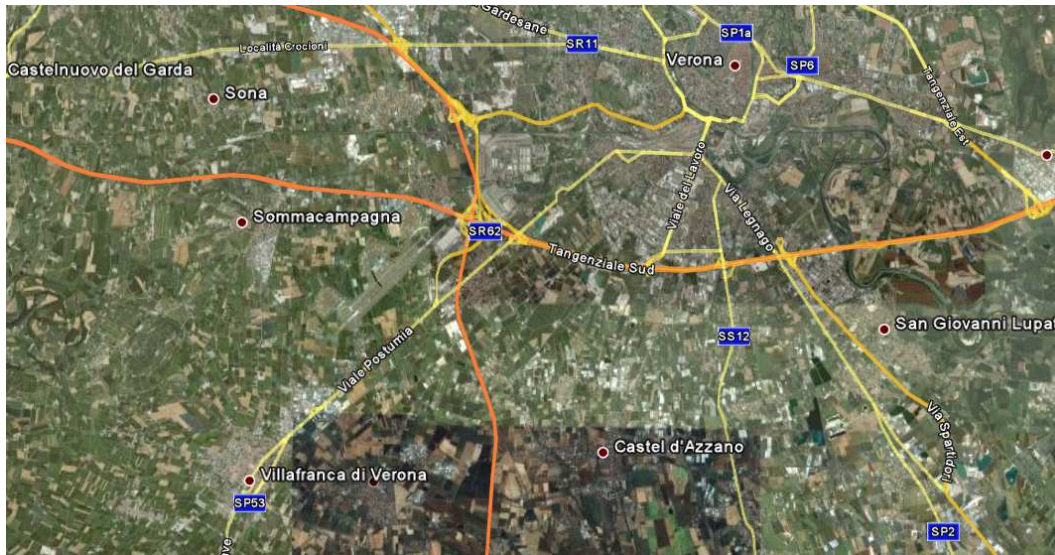


Figura 1.7 Tratto adeguamento del tracciato A22

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate
LONGITUDINE: 10.90806 LATTITUDINE: 45.43000

Ricerca per comune
REGIONE: Veneto PROVINCIA: Verona COMUNE: Verona

Elaborazioni grafiche
Grafici spettri di risposta
Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche
Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

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

Interpolazione
superficie rigata

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

Figura 1.8 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	0.087	2.442	0.262
SLD	201	0.111	2.407	0.271
SLV	1898	0.260	2.407	0.287
SLC	2475	0.287	2.382	0.289

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

$$a_{max}(SLV) = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g = 0.260g$$

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 sfavorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0.00 1.20	0.00 1.20	0.00 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) $\Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow$ (spinte $\Phi_d' = \Phi_k'$)
 1B) GEO) $\Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow$ (spinte $\Phi_d' = \Phi_k'$)
 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) $\Rightarrow E + G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow$ (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

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.

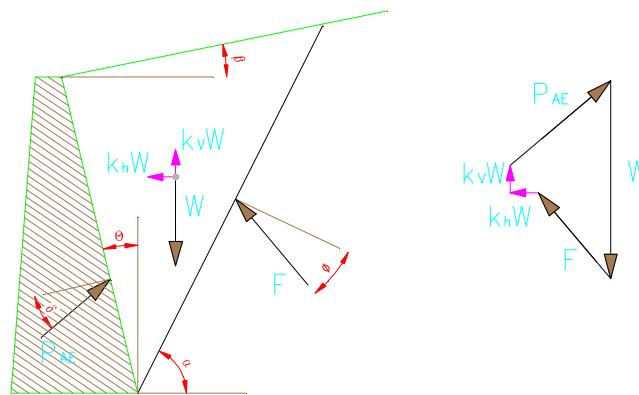
Le caratteristiche dei dispositivi ed in particolare i valori delle rigidezze orizzontali vengono considerate nel calcolo delle sollecitazioni degli elementi di sostegno dell'opera in condizioni sismiche in un'analisi di tipo statico equivalente al fine della valutazione delle azioni sismiche ed in condizioni 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 0.5 (superiore al valore trasmesso effettivamente dall'elastometro).

Le sollecitazioni in direzione trasversale si ripartiscono in parti uguali sulle strutture di sostegno, con coefficiente pari 0,5.

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)

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

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

$$\Delta_{ed} = P_{AE(kv)} - S_a$$

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 pr 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

SOTTOPASSO SVINCOLO STAZIONE
VERONA NORD (PR KM 225+372)

AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.

CODIFICA DOCUMENTO
AI_4_4_1_RELAZIONE_CALCULO_DOC

FOGLIO
27 DI 166

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 %	Copriferro 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 $\Phi < 800$ mm PALI $\Phi > 800$ 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 ≥ 30 N/mm², 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 ≥ 30 N/mm², 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 TRAVI PREFABBRICATE IN C.A.P.

Per la realizzazione della soletta d'impalcato in cemento armato, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe Rck ≥ 55 N/mm², che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cilindrica)	→ $f_{ck} = 0.83 * R_{ck} =$	45.65 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	→ $f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0.85 * f_{ck} / 1.5 =$	25.86 N/mm ²
Resistenza a trazione media	→ $f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3} =$	3.83 N/mm ²
Resistenza a trazione	→ $f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm} =$	2.68 N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	→ $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1.78 N/mm ²

3.7 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

3.8 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 $f_{y \text{ misurato}} / f_{y \text{ nom}}$	$\leq 1,25$

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

3.9 ACCIAIO PER ARMATURA DA PRECOMPRESSIONE

Barre per tiranti e per cavi da precompressione:

Si adotta acciaio armonico in trefoli da 0.6" (area 139 mm²) stabilizzato avente caratteristiche:

Tensione caratteristica a rottura	→ $f_{ptk} \geq$	1860.00 N/mm ²
Carico caratteristico all'1%	→ $f_{p(0.1)k} \geq$	1670.00 N/mm ²

3.10 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).

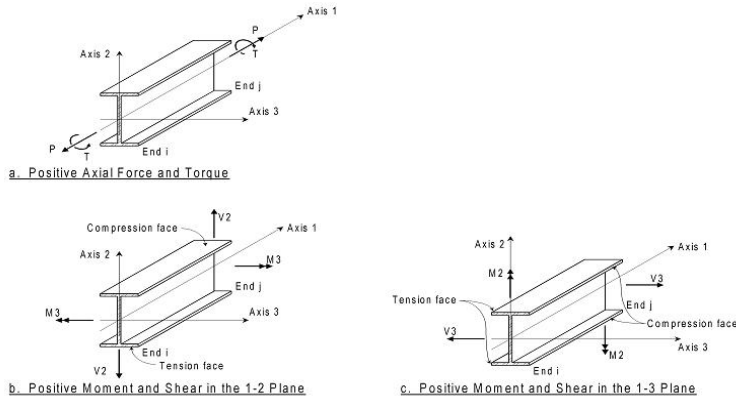


Figura 4.1 Elementi Frame – Convenzione sui segni

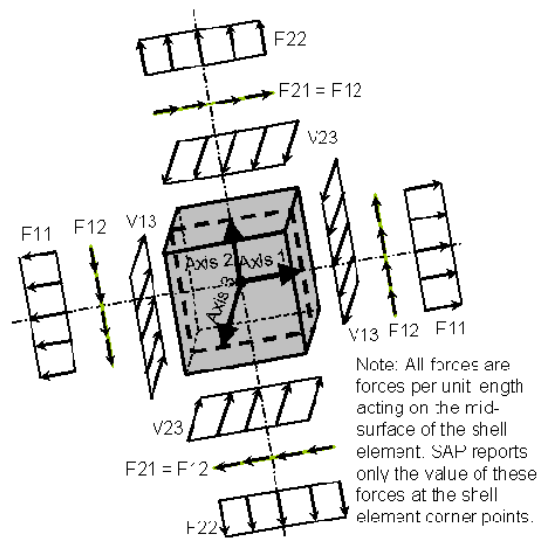


Figura 4.2 Elementi Shell – Convenzione sui segni

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.

SOTTOPASSO SVINCOLO STAZIONE
VERONA NORD (PR KM 225+372)

AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.

CODIFICA DOCUMENTO
AI_4_4_1_RELAZIONE CALCOLO DOC

FOGLIO
36 DI 166

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

5.1.1 CRITERI DI CALCOLO

Lo schema statico adottato è quello di trave su semplice appoggio ad asse rettilineo con luce pari a 19.20m. 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 Modena, 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):

$$L_e = 16.80\text{m} \quad L_e/8 = 2.10\text{m} \quad b_{\text{eff}} = 0.10 + 2 * 1.50 \approx 3.10\text{m}$$

$$\text{Presso spalle: } \beta = (0.55 + 0.025 * 16.80 / 1.50) = 0.83$$

$$b_{\text{eff}} = 0.10 + 2 * 0.83 * 1.50 = 2.59\text{m}$$

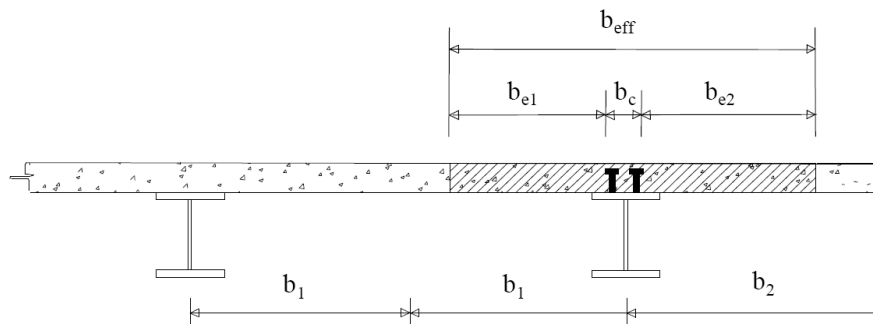


Figura 5.1 Definizione della larghezza efficace

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

Peso proprio della struttura (G1)

Carpenteria metallica	3.40	kN/m ²	x	17.58	m	=	59.77	kN/m
Soletta	25.00	kN/m ³	x	0.31	m	x	17.58	m
Totale						=	<u>136.25</u>	kN/m
							196.02	kN/m

Carichi permanenti G₂ (fase2)

Pavimentazione stradale	25.00	kN/m ³	x	16.12	m	x	0.12	m	=	48.36	kN/m
Cordoli	25.00	kN/m ³	x	1.45	m	x	0.35	m	=	12.69	kN/m
Barriere, parapetti, velette	1.20	kN/m	+	0.00	kN/m	+	1.90	kN/m	=	<u>3.10</u>	kN/m
Totale										64.15	kN/m

Effetti del ritiro

Gli effetti del ritiro sull'intera struttura del ponte vengono tradotti con un'azione di compressione applicata alla trave di acciaio e relativo momento flettente di trasporto dovuto all'eccentricità baricentro sezione mista – baricentro trave d'acciaio.

$$\varepsilon_r = 0.00037$$

$$N_{rit} = \varepsilon_r E_a A_a = 0.00037 \times 210000 \times (52400) / 18 \times 10^{-3} = 4071 \text{ kN}$$

$$M_{rit} = 4071 \times 42.1 = 1350 \text{ kNm}$$

Effetti delle dilatazioni termiche differenziali

Gli effetti dovuti alla variazione termica differenziale si traducono in un'azione normale lungo l'asse del viadotto e relativo momento flettente di trasporto dovuto all'eccentricità baricentro sezione mista – baricentro trave d'acciaio.

$$\alpha = 1.0 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1} \quad \Delta T = \pm 10 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$N_{\Delta T} = \alpha \Delta T E_a A_c / n = \pm 1.0 \times 10^{-5} \times 10 \times 210000 \times (300 \times 3550) / 6 \times 10^{-3} = \pm 1100 \text{ kN}$$

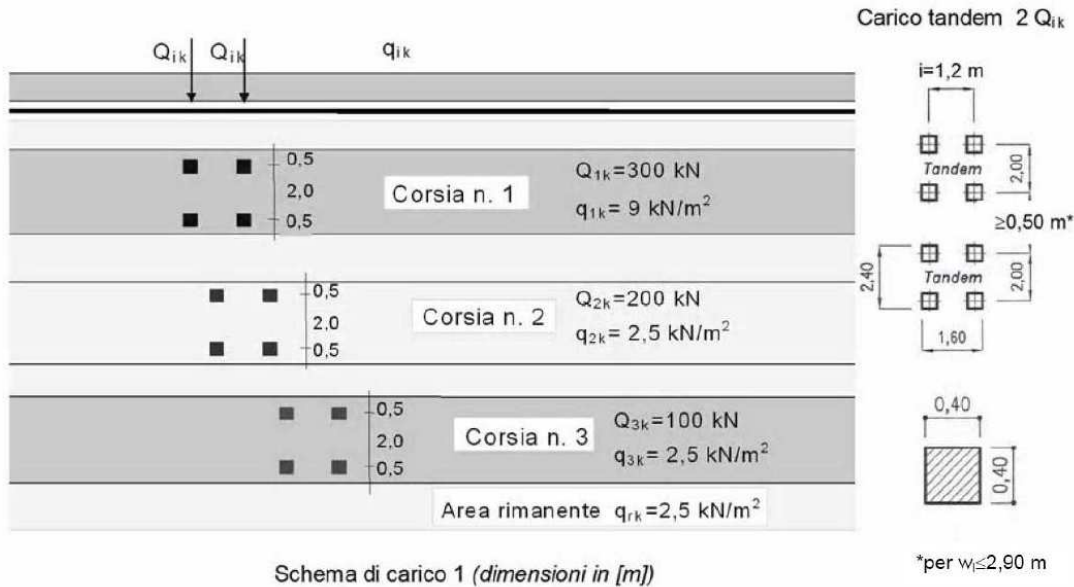
$$M_{\Delta T} = \pm 1100.6 \times 52.9 = \pm 582 \text{ kNm}$$

Azione del vento Q

Pressione del vento			=	2.50	kN/m ²			
Risultante del vento	2.50	kN/m ²	x	1.00	m	=	2.50	kN/m
Momento del vento	2.50	kN/m	x	0.50	m	=	1.25	kNm/m
Carico vento su trave esterna	1.25	kNm/m	/	15.00	m	=	0.08	kN/m

Carichi mobili (Q)

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



Schema di carico 1 (dimensioni in [m])

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

Carichi ripartiti equivalenti:

Carico	M_{mez} [kNm]	V_{app} [kN]	V_{mez} [kN]
corsia 1	3292	805	336
corsia 2	1825	449	201
corsia 3	1045	256	109

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.

Rispetto alla trave di bordo, che risulta essere la più sollecitata, si ha:

$$k = \frac{1}{5} + \frac{7.50}{2 \cdot (7.50^2 + 4.50^2 + 1.50^2)} \cdot e$$

Quindi:

Carico	e [m]	k
corsia 1	6.82	0.491
corsia 2	3.82	0.349
corsia 3	0.82	0.206

Sollecitazioni massime:

- momento flettente massimo:
 $3292*0.491+1824*0.349+1045*0.206 = 2460 \text{ kNm}$
- taglio massimo all'appoggio:
 $805*0.491+449*0.349+256*0.206 = 603 \text{ kNm}$
- taglio massimo in mezzeria:
 $335*0.491+202*0.349+109*0.206 = 257 \text{ kNm}$

5.1.2.1 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	=	=	2.87	m
Peso proprio carpenteria metallica G1	q_{G1}	=	$59.77*2.87/17.58$	=	9.76 kN/m
Peso proprio soletta G1	q_{G1}	=	$131.85*2.87/17.58$	=	21.53 kN/m
Carichi permanenti G2	q_{G2}	=	$64.15*2.87/17.58$	=	10.47 kN/m
Azione del vento Q	q_w	=	=	0.08	kN/m

SEZIONE IN MEZZERIA:

Peso proprio carpenteria metallica G1	M	=	$9.76*16.8^2/8$	=	344.26 kNm
Peso proprio soletta G1	M	=	$21.53*16.8^2/8$	=	759.40 kNm
Carichi permanenti G2	M	=	$10.47*16.8^2/8$	=	369.46 kNm
Ritiro	N_r	=	=	-4071.48	kN/m
	M_r	=	=	1350.02	kNm/m
Variazione termica +10°C	N_r	=	=	1100.40	kN/m
	M_r	=	=	-581.87	kNm/m
Azione del vento Q	M	=	$0.08*16.8^2/8$	=	2.94 kNm
Carichi mobili	M	=	=	2460	kNm
	T	=	=	257	kN

SEZIONE ALL'APPOGGIO:

Peso proprio carpenteria metallica G1	T	=	$9.76*16.80/2$	=	81.97 kN
Peso proprio soletta G1	T	=	$21.53*16.80/2$	=	180.81 kN
Carichi permanenti G2	T	=	$10.47*16.80/2$	=	87.97 kN

Ritiro	Nr	=	- 4071.48	kN/m
	Mr	=	1350.02	kNm/m
Variazione termica +10°C	Nr	=	1100.40	kN/m
	Mr	=	-581.87	kNm/m
Azione del vento Q	T = 0.08*16.80/2	=	.70	kN
Carichi mobili	T	=	603	kN

5.1.3 MODELLI DI CALCOLO

Nelle analisi strutturali si fa riferimento alla trave maggiormente sollecitata (carreggiata nord) soggetta ai carichi individuati al paragrafo precedente.

Le analisi sono eseguite per le fasi costruttive (varo e getto della soletta) e per le condizioni di esercizio della struttura a breve termine e a lungo termine. La larghezza collaborante della soletta per la definizione delle caratteristiche inerziali della sezione è stata valutata secondo le indicazioni della norma NTC punto 4.3.2.3.

5.1.4 ANALISI STRUTTURALE

5.1.4.1 Criteri generali

Il calcolo delle sollecitazioni è stato effettuato con riferimento alla trave maggiormente sollecitata, su un modello agli elementi finiti ottenuto discretizzando la struttura in conci di caratteristiche geometriche ed inerziali costanti.

Le analisi sono state eseguite per le seguenti condizioni di carico:

- a. Peso proprio della carpenteria metallica
- b. Peso proprio della soletta.
- c. Carichi permanenti.
- d. Ritiro.
- e. Variazione termica differenziale.
- f. Carichi mobili.
- g. Vento.

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.

5.1.5 VERIFICHE STATICHE IMPALCATO ALLO SLU

Le verifiche vengono eseguite nelle sezioni significative:

- S1: sezione di mezzzeria;
- S2: sezione di spalla;

–

5.1.5.1 Classificazione della sezione in acciaio

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	945.00	[mm]
Spessore dell'anima	t_w	20.00	[mm]
Rapporto tra altezza e spessore	c/t_w	47.25	[-]
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	340	[mm]
Spessore delle ali	t_f	30.00	[mm]
Rapporto tra semi larghezza e spessore	c/t_f	11.33	[-]
Classificazione delle ali per flessione	CLASSE 3		
Classificazione dell'ala superiore			
Semi larghezza delle ali depurata dei raccordi o delle saldature	c	240	[mm]
Spessore delle ali	t_f	25.00	[mm]
Rapporto tra semi larghezza e spessore	c/t_f	9.60	[-]
Classificazione delle ali per flessione	CLASSE 3		

La sezione trasversale in acciaio può essere classificata a momento positivo in classe 3 (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.

5.1.5.1 Verifica di resistenza

Secondo il par. 4.3.4.2.1 delle NTC le verifiche si possono eseguire con il metodo elastico, 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:

$$1.35 \cdot G_1 + 1.50 \cdot G_2 + 1.20 \cdot Q_{rit} + 1.20 \cdot Q_{ced} + 1.35 \cdot Q + 1.20 \cdot 0.6 \cdot Q_T + 1.50 \cdot 0.6 \cdot Q_w$$

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)	SOLETTA		TRAVE		ATTACCO PIATTAB.	
		σ_{sup}	σ_{inf}	σ_{sup}	σ_{inf}	σ_{sup}	σ_{inf}
peso proprio (fase 1)	31.28			95.5	-69.9	91.3	-65.0
finiture/perm (fase 2)	10.47	0.75	0.34	6.1	-18.7	5.5	-18.0
ritiro (fase 2)		-0.70	-1.91	58.9	-13.7	57.1	-11.5
carichi mobili (fase 3)		6.32	0.88	5.3	-103.5	2.5	-100.3
ΔT (fase 3)		0.05	-0.64	11.3	-2.4	10.9	-2.0
Qw	0.08	0.01	0.00	0.00	-0.1	0.0	-0.1
c.d.c. UI / $+\Delta T$ / rit.=0		0.80	-0.30	112.9	-91.1	107.8	-85.0
c.d.c. UI / $-\Delta T$ / rit.=0		0.71	0.98	90.3	-86.2	85.9	-81.0
c.d.c. UI / $+\Delta T$		0.10	-2.21	171.8	-104.8	164.9	-96.5
c.d.c. UI / $-\Delta T$		0.01	-0.93	149.2	-100.0	143.0	-92.5
c.d.c. UII / $+\Delta T$		6.42	-1.33	177.1	-208.4	167.4	-196.8
c.d.c. UII / $-\Delta T$		6.33	-0.05	154.5	-203.5	145.5	-192.8
c.d.c. UII / $+\Delta T$ / rit.=0		7.12	0.58	118.1	-194.7	110.3	-185.3
c.d.c. UII / $-\Delta T$ / rit.=0		7.02	1.86	95.6	-189.8	88.4	-181.2

Le verifiche risultano soddisfatte in quanto:

acciaio trave: $\sigma_{max} = 208.4 \text{ N/mm}^2 < f_{yd} = 338.10 \text{ N/mm}^2$

calcestruzzo: $\sigma_{max,compr} = 7.17 \text{ N/mm}^2 < 21.17 \text{ N/mm}^2$

5.1.5.2 Stati limite ultimi di stabilità per la sezione metallica

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:

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

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

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

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 $\sigma_{cr} / \sigma_{id}$ 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:

$$\sigma_1 = 136.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_2 = -146.9 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = 63.60 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cr,o} = 83.4 \text{ N/mm}^2$$

$$k_{\sigma} = 23.90$$

$$k_{\tau} = 4.36$$

$$\sigma_{cr,id} = 937.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cr,red} = 318.1 \text{ N/mm}^2$$

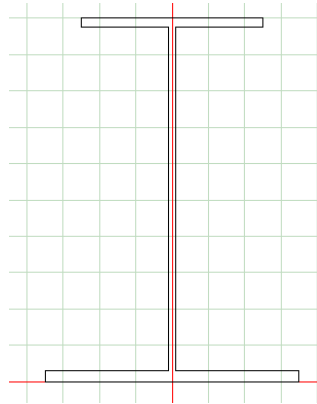
La verifica, quindi, risulta soddisfatta poichè:

$$\sigma_{cr,id} / \sigma_{cr,red} = 1.82 > \beta v = 1.0 .$$

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:



b_{sup}	=	500 mm	larghezza piattabanda superiore
b_{inf}	=	700 mm	larghezza piattabanda inferiore
$t_{f,sup}$	=	25 mm	spessore piattabanda superiore
$t_{f,inf}$	=	30 mm	spessore piattabanda inferiore
t_w	=	20 mm	spessore anima
h_{tot}	=	1000 mm	altezza totale sezione
L	=	7.89 m	luce trave fra vincoli laterali (considerando solo i traversi)
$W_{pl,z}$	=	5332 cm ³	modulo di resistenza plastico rispetto asse forte
z_a	=	500 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
f_{yk}	=	355 MPa	

Deve risultare:

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

dove:

$$M_{Ed} = (344.26 + 759.40) \times 1,35 = 1490 \text{ kNm} \quad \text{max momento flettente di calcolo} = M_{pp};$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M2}} = 4117 \text{ kNm} \quad \text{momento resistente di progetto per l'instabilità};$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 + \lambda_{LT}^2}} = 0.817 \quad \text{fattore di riduzione per instabilità flessio-torsionale};$$

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

$$\alpha_{LT} = 0.21$$

fattore di imperfezione

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,yk}}{M_{cr}}} = 0.545$$

coefficiente di snellezza adimensionale;

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

La verifica risulta soddisfatta in quanto:

$$M_{b, Rd} = 4117 \text{ kNm} > M_{Ed} = 1490 \text{ kNm.}$$

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:

$$J_{st} \geq 0.75 h_w t_w^3 = 0.75 \times 945 \times 20^3 = 5.67 \times 10^6 \text{ mm}^4 \quad (\text{per } a/h_w > \sqrt{2})$$

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:

$$J = 20 \times 200^3 / 12 + 20 \times 200 \times (200/2)^2 = 53.3 \times 10^6 \text{ mm}^4 > 5.67 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

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:

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

con: b_p larghezza del piatto di irrigidimento
 t_p spessore del piatto di irrigidimento

da cui: $b_p / t_p = 200/20 = 10.0 < 12.$

Verifica per carichi concentrati

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

$$F / (t_w b_{eff}) = 68.8 \text{ N/mm}^2 \leq 230000/v [1+2 (h_w/a)^2] (t_w/h_w)^2 = 108.9 \text{ N/mm}^2$$

dove:

F	= 1300.3 kN	carico concentrato applicato SLU
h_w	= 945 mm	altezza dell'anima
a	= 5600 mm	interasse degli irrigidimenti trasversali
b_{eff}	= 945 mm	la minore tra le dimensioni a ed h_w
t_w	= 20 mm	spessore dell'anima
v	= 1.0	coefficiente per verifiche agli stati limite

e anche:

$$F / (t_w (c+2t)) = 158.6 \text{ N/mm}^2 \leq 1.15 f_d = 371 \text{ N/mm}^2$$

c	= 350 mm	lunghezza del tratto sul quale è applicato il carico F
t	= 30 mm	spessore totale attraverso il quale si ripartisce il carico
f_d	= 322.7 N/mm ²	resistenza di calcolo agli stati limite per acciaio S355 = $f_y/1.1$

5.1.6 STATO LIMITE ULTIMO DI FATICA

Le verifiche saranno condotte considerando spettri di carico differenziati, a seconda che si conduca una verifica per vita illimitata o una verifica a danneggiamento (punto 5.1.4.3 delle Norme).

5.1.6.1 Verifiche per vita illimitata

Le verifiche a fatica per vita illimitata possono essere condotte controllando che il massimo delta di tensione $\Delta\sigma_{max}$ indotto nel dettaglio dallo spettro di carico risulti minore del limite di fatica del dettaglio stesso:

$$\gamma_{Mf} * \Delta\sigma_{max} < \Delta\sigma_D$$

$$\gamma_{Mf} * \Delta\tau_{max} < \Delta\tau_D = \Delta\tau_L$$

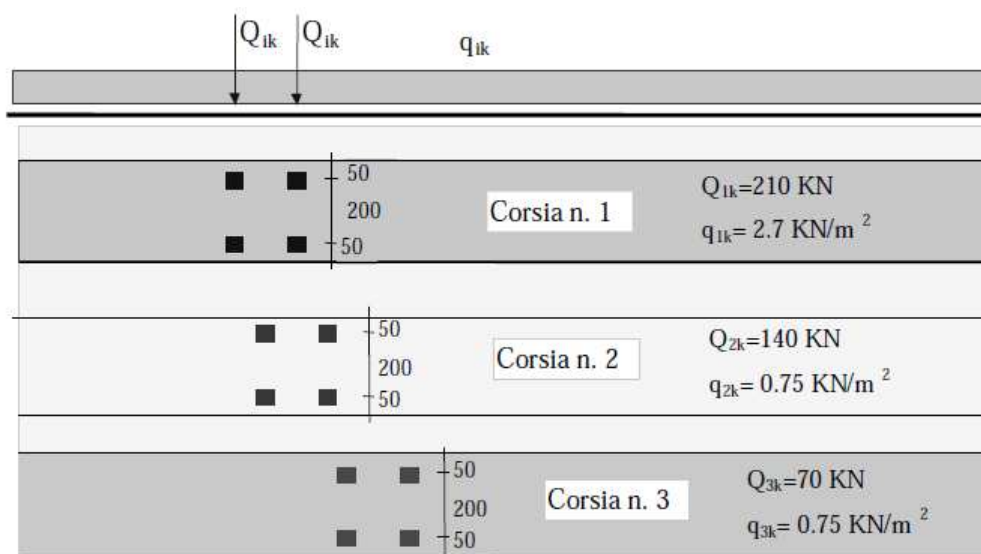
con:

$$\gamma_{Mf} = 1,15$$

$$\Delta\sigma_D = 0,737 \Delta\sigma_C$$

$$\Delta\tau_L = 0,457 \Delta\tau_C$$

Ai fini del calcolo di $\Delta\sigma_{max}$ si impiega il modello di carico di fatica 1, costituito dallo schema di carico 1 con valore dei carichi concentrati ridotti del 30% e valori dei carichi distribuiti ridotti del 70%.



Modello di carico a fatica n.1

Secondo le NTC nelle verifiche a fatica delle strutture principali si deve assumere un numero di cicli di carico pari a 2×10^6 (Tabella 5.1.X).

Per la valutazione delle sollecitazioni provocate nella trave oggetto di analisi dal modello di carico sopra descritto si adotta la stessa ripartizione utilizzata per le verifiche di resistenza.

Si ricavano le seguenti sollecitazioni max sulla trave più caricata:

$$M_{\max} = 1473.3 \text{ kNm}$$

$$V_{\max} = 362.7 \text{ kN.}$$

5.1.6.2 Verifica della sezione

Lo stato limite di fatica delle strutture portanti viene verificato secondo la C.M. 02/02/2009 §4.2.4.1.4.6.1, che fornisce le varie classi dei dettagli.

Si riportano le tensioni relative alle varie sollecitazioni assunte con coefficienti parziali $\gamma_F = 1$:

TENSIONI NORMALI (N/mm ²)	q/trave (kN/m)	N (kN)	M (kNm)	SOLETTA		TRAVE		ATTACCO PIATTAB.	
				σ_{sup}	σ_{inf}	σ_{sup}	σ_{inf}	σ_{sup}	σ_{inf}
peso proprio (fase 1)	31.28		1103.66			70.7	-51.8	67.7	-48.1
finiture (fase 2)	10.47		369.46	0.50	0.23	4.1	-12.5	3.7	-12.0
ritiro (fase 2)		4071.48	1350.02	-0.58	-1.59	49.1	-11.4	47.6	-9.6
carichi mobili (fase 3)			1473.28	2.80	0.39	2.3	-45.9	1.1	-44.5
ΔT (fase 3)		1100.40	581.87	0.07	-0.89	15.7	-3.4	15.2	-2.8

Connessione anima / piattabanda inferiore trave principale:

$$\sigma_{\min} = 48.1 + 12.0 - 2.8 = 57.3 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{\max} = 48.1 + 12.0 + 9.6 + 44.5 + 2.8 = 117.1 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\sigma = (117.1 - 57.3) = 59.7 \text{ N/mm}^2$$

da Tabella C4.2.XIV.1: $\Delta\sigma_C = 125 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \Delta\sigma_D = 0.737 \cdot \Delta\sigma_C = 92.13 \text{ N/mm}^2$

$$\Delta\sigma_{\text{res}} = \Delta\sigma_D / \gamma_{Mf} = 92.13 / 1.15 = 80.11 \text{ N/mm}^2 > \Delta\sigma = 59.7 \text{ N/mm}^2$$

Connessione anima / piattabanda superiore trave principale:

$$\sigma_{\min} = 67.7 + 3.7 - 15.2 = 56.1 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{\max} = 67.7 + 3.7 + 47.6 + 1.1 + 15.2 = 135.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\sigma = (135.2 - 56.1) = 79.1 \text{ N/mm}^2 < \Delta\sigma_{\text{res}} = 80.11 \text{ N/mm}^2$$

Attacco anima e irrigidimenti verticali / trave principale:

TENSIONI TANGENZIALI (N/mm ²)	V (kN)	MASSIMA τ_{\max}	ATTACCO PIATTAB.	
			τ_{sup}	τ_{inf}
peso proprio (fase 1)	262.8	14.7	10.3	12.5
finiture (fase 2)	88.0	4.1	4.0	3.1
ritiro (fase 2)	0.0	0.0	0.0	0.0
carichi mobili (fase 3)	362.7	16.7	16.7	11.7
ΔT (fase 3)	0.0	0.0	0.0	0.0

$$\tau_{\min} = 14.7 + 4.1 = 18.8 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{\max} = 14.7 + 4.1 + 16.7 = 35.6 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\tau = (35.6 - 18.8) = 16.7 \text{ N/mm}^2$$

da Tabella C4.2.XVII.b: $\Delta\tau_C = 80 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \Delta\tau_D = 0.457 \cdot \Delta\tau_C = 36.56 \text{ N/mm}^2$

$$\Delta\tau_{\text{res}} = \Delta\tau_D / \gamma_{Mf} = 36.56 / 1.15 = 31.79 \text{ N/mm}^2 > \Delta\tau = 16.7 \text{ N/mm}^2$$

Connettori doppi ad interasse $i=0.20 \text{ m}$ – Sezione appoggio:

Si verificano i connettori considerando come carico sollecitante a fatica quello provocato dai carichi mobili. Note le sollecitazioni di taglio e le caratteristiche geometriche delle sezioni, la verifica è stata condotta secondo il p.to C4.2.4.1.4.5 della normativa di riferimento, controllando che: $\Delta\tau_D < \Delta\tau_C$

dove: $\Delta\tau_C$ è la classe del particolare in esame (90 N/mm^2);

$\Delta\tau_D = \gamma_{Mf} \Delta\tau = 1,15 \Delta\tau$ è il valore di progetto della massima escursione di tensione tangenziale;

$\tau = q i / n A$ è la tensione tangenziale dovuta ai carichi mobili;

$q = V_{Sd} S / J$ è lo scorrimento dovuto al taglio V_{Sd} .

$$\tau_{\min} = 68.5 \times 0.20 \times 1000 / (3 \times 3.80 \times 100) = 12.02 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{\max} = (68.5 + 329.3) \times 0.20 \times 1000 / (3 \times 3.80 \times 100) = 69.77 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\tau = (69.77 - 12.02) = 57.75 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\tau_C / \gamma_{Mf} = 90 / 1.15 = 78.26 \text{ N/mm}^2 > \Delta\tau = 57.75 \text{ N/mm}^2$$

5.1.7 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.

5.1.7.1 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 $t_s = 25$ mm $b_s = 500$ 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:

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

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

$$t_s/\phi = 1.1 \geq 0.50$$

Limitazioni inerenti le distanze tra i connettori:

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

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

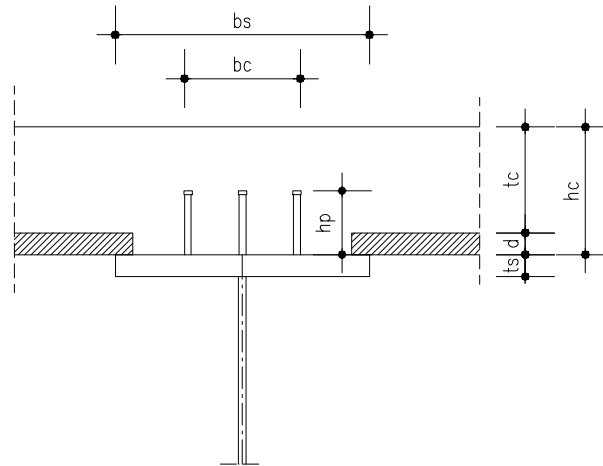
$$(b_s - b_c)/2 = 120\text{mm} \geq 2.5 * t_s = 62\text{mm} \text{ e comunque } \geq 25.0\text{mm}$$

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:

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



5.1.7.2 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 cospelle, sulla quale si valuta lo sforzo di scorrimento.

La resistenza di calcolo a taglio per il connettore $\phi=22\text{ mm}$, 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:

$$P_{Rd,c} = 0.29 \alpha d^2 (f_{ck} E_c)^{0.5} / \gamma_v = 0.29 * 1 * 22^2 (37.35 * 34625)^{0.5} / 1.25 = 127.7 \text{ kN}$$

Crisi lato acciaio:

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

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

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

5.1.7.3 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.

Lo sforzo di scorrimento Q_d viene valutato moltiplicando lo sforzo di scorrimento unitario q_d per l'interasse i fra gli elementi di collegamento:

$$Q_d = q_d i \qquad q_d = V_d S / J$$

con: V_d azione tagliante di calcolo

J momento d'inerzia della sezione

S momento statico della sezione rispetto al piano di scorrimento trave - soletta

Per effetto di ritiro e variazione termica differenziale, alle estremità delle travi si produce uno sforzo di scorrimento pari globalmente alla risultante delle tensioni normali nella sola sezione di acciaio (CNR 10016/'85 §3.3.3). Il relativo sforzo di scorrimento unitario si considera distribuito con legge triangolare avente ordinata massima in corrispondenza dell'estremità della trave e nulla alla distanza:

$$l_s = 0.06 (L+10b) + 7K (L-3b)$$

con: L luce della trave

b valore medio della larghezza di soletta, su ciascun lato della trave

K cedevolezza del collegamento (mm^2/N) $K=0.003$ per collegamenti a piolo
 $K=0.0015$ per collegamenti di altro tipo

Nel caso in esame risulta:

$$l_s = 4.32 \text{ m} \qquad (L=16.80 \text{ m}, b=3.10 \text{ m}, K=0.003)$$

Ritiro: $\sigma_G = (49.1-11.4)/2 = 18.84 \text{ N/mm}^2$
 $Q = \sigma_G A_a = 987 \text{ kN}$
 $q = 2 Q / l_s = 457 \text{ kN/m}$

$\Delta T = \pm 10 \text{ }^\circ\text{C}$: $\sigma_G = (15.7-3.4)/2 = 6.20 \text{ N/mm}^2$
 $Q = \sigma_G A_a = 3248 \text{ kN}$
 $q = 2 Q / l_s = 149 \text{ kN/m}$

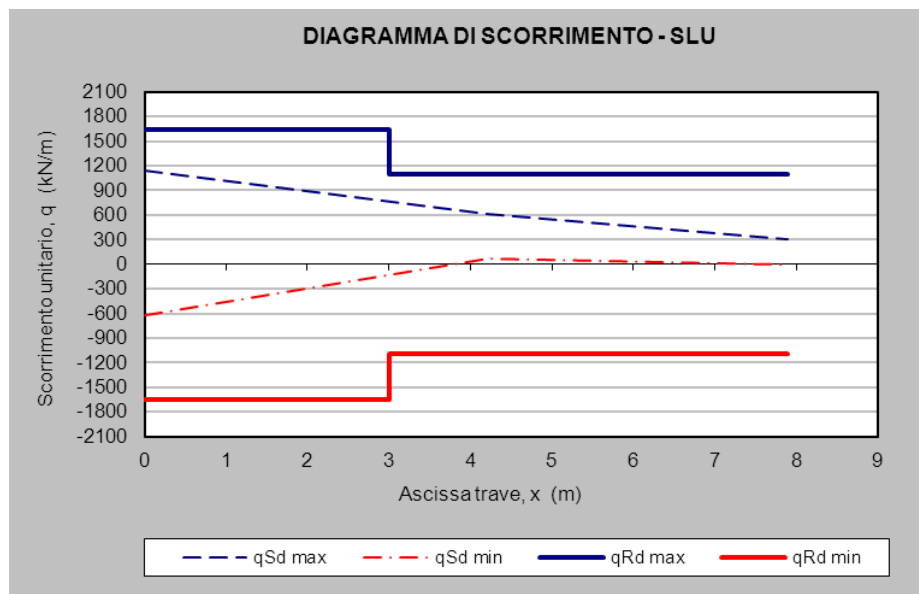
Nella Tabella seguente sono riassunti gli sforzi di scorrimento unitari lungo la trave (per metà trave) ed i loro valori di calcolo massimi e minimi allo stato limite ultimo:

		Ascissa trave, x (m)		
		0	4.32	8.40
V (kN)	finiture (fase 2)	88.0	42.8	0.0
	ritiro (fase 2)	0.0	0.0	0.0
	carichi mobili (fase 3)	602.7	424.9	256.8
	ΔT (fase 3)	0.0	0.0	0.0
q (kN/m)	q _{fin.}	68.5	33.3	0.0
	q _{rit.}	-457.3	0.0	0.0
	q _{c.m.}	547.1	385.8	233.1
	q _{ΔT}	149.2	0.0	0.0
q _{Sd} - SLU 2008 (kN/m)	c.d.c. UI / + ΔT / rit.=0	281.8	50.0	0.0
	c.d.c. UI / - ΔT / rit.=0	-76.2	50.0	0.0
	c.d.c. UII / + ΔT / rit.=0	1020.5	570.8	314.7
	c.d.c. UII / - ΔT / rit.=0	662.4	570.8	314.7
	c.d.c. UI / + ΔT	-266.9	50.0	0.0
	c.d.c. UI / - ΔT	-625.0	50.0	0.0
	c.d.c. UII / + ΔT	471.7	570.8	314.7
	c.d.c. UII / - ΔT	113.7	570.8	314.7
	q _{Sd max}	1020.5	570.8	314.7
	q _{Sd min}	-625.0	50.0	0.0

Scorrimento: $q_{Sd,max,SLU} = 1021 \text{ kN}$

Pioli prescritti su ogni piattabanda : 3.00m / 0.20m \rightarrow 15 pioli/m

Taglio su un piolo: $T = 1021 / 15 = 68 \text{ kN} < P_{dinam.}$



5.1.8 VERICHE STATICHE IMPALCATO ALLO SLE

5.1.8.1 Verifica tensionale

Si riporta lo stato tensionale della trave di bordo, rappresentativo della storia di carico dell'impalcato allo SLE. La valutazione dello stato tensionale è di tipo incrementale.

I limiti tensionali sono i seguenti:

Acciaio carpenteria: $\sigma_y \leq f_{yk} / \gamma_M = 355 \text{ MPa}$

Calcestruzzo: $\sigma_c \leq 0.60 f_{ck} = 0.60 \times 0.83 \times 45 \text{ MPa} = 22.41 \text{ MPa}$ (per $R_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$)

$\sigma_{ct} \leq f_{ctm} / 1.2 = 0.30 f_{ck}^{2/3} / 1.2 = 2.79 \text{ MPa}$

dove tale limite è superato è necessario eseguire la verifica a fessurazione.

Flessione:

TENSIONI NORMALI (N/mm ²)	q/trave (kN/m)	N (kN)	M (kNm)	SOLETTA		TRAVE		ATTACCO PIATTAB.	
				σ_{sup}	σ_{inf}	σ_{sup}	σ_{inf}	σ_{sup}	σ_{inf}
peso proprio (fase 1)	31.28		1103.66			70.7	-51.8	67.7	-48.1
finiture (fase 2)	10.47		369.46	0.50	0.23	4.1	-12.5	3.7	-12.0
ritiro (fase 2)		4071.48	1350.02	-0.58	-1.59	49.1	-11.4	47.6	-9.6
carichi mobili (fase 3)			2459.88	4.68	0.65	3.9	-76.7	1.9	-74.3
ΔT (fase 3)		1100.40	581.87	0.07	-0.89	15.7	-3.4	15.2	-2.8
Qw	0.08		2.94	0.01	0.01	0.03	-0.1	0.0	-0.1
c.d.c. TI / + ΔT / rit.=0		1100.4	2055.0	0.57	-0.66	90.5	-67.7	86.5	-62.9
c.d.c. TI / - ΔT / rit.=0		-1100.4	891.3	0.44	1.11	59.1	-60.9	56.1	-57.3
c.d.c. TI / + ΔT		5171.9	3405.0	-0.01	-2.25	139.6	-79.1	134.1	-72.6
c.d.c. TI / - ΔT		2971.1	2241.3	-0.14	-0.48	108.2	-72.4	103.7	-66.9
c.d.c. TII / + ΔT		5171.9	5864.9	4.67	-1.60	143.5	-155.8	136.0	-146.9
c.d.c. TII / - ΔT		2971.1	4701.2	4.54	0.17	112.1	-149.1	105.6	-141.2
c.d.c. TII / + ΔT / rit.=0		1100.4	4514.9	5.25	-0.01	94.4	-144.4	88.4	-137.2
c.d.c. TII / - ΔT / rit.=0		-1100.4	3351.1	5.12	1.76	63.0	-137.6	58.0	-131.6

Le verifiche risultano soddisfatte in quanto:

Acciaio: $\sigma_{y,max} = 155.8 \text{ MPa} \leq 355 \text{ MPa}$

Calcestruzzo: $\sigma_{c,max} = 5.25 \text{ MPa} \leq 22.41 \text{ MPa}$

5.1.8.2 Verifica a fessurazione della soletta

La verifica a fessurazione non è necessaria perchè in ogni fase risulta che:

$\sigma_{ct} = 2.25 \text{ MPa} \leq 2.79 \text{ MPa}$.

5.1.8.3 Stato limite di deformazione

Sui verificano i limiti di deformazione delle travi principali, considerando la combinazione allo SLE, durante le fasi di lavorazione.

Fase I

L	= 16800 mm	luce della trave
q _{p.p.}	= 31.28 kN/m	carico uniforme in fase I (trave e soletta)
J _a	= 900719 cm ⁴	momento d'inerzia della sezione di acciaio
E _a	= 210000 N/mm ²	modulo elastico dell'acciaio

$$f_1 = f_{p.p.} = 5/384 \times 31.28 \times 16800^4 / (210000 \times 900719 \times 10^4) = 17.15 \text{ mm}$$

Fase 2

$q_{fin.}$	= 10.47 kN/m	carico uniforme in fase 2 (finiture)
$M_{rit.}$	= 1350 kNm	momento dovuto al ritiro
J	= 2230217 cm ⁴	momento d'inerzia della sezione omogeneizzata (n=18.6)

$$f_2 = f_{fin.} + f_{rit.} = 5/384 \times 10.47 \times 16800^4 / (210000 \times 2230217 \times 10^4) + 1/8 \times 1350 \times 10^2 \times 16800^2 / (210000 \times 2230217) = 12.49 \text{ mm}$$

Fase 3

$M_{c.m.}$	= 2460 kNm	momento dovuto ai carichi mobili
$M_{\Delta T}$	= 582 kNm	momento dovuto alle variazioni termiche
J	= 3051890 cm ⁴	momento d'inerzia della sezione omogeneizzata (n=6.2)

$$f_3 = f_{c.m.} + f_{\Delta T} = 1/8 \times (2460 + 582) \times 10^2 \times 16800^2 / (210000 \times 3051890) = 16.74 \text{ mm}$$

Verifica:

$$f_{perm 0} = f_1 + f_2 = 29.64 \text{ mm} < L / 150 = 112.0 \text{ mm}$$

$$f_{acc 0} = f_3 = 16.74 \text{ mm} < L / 500 = 33.6 \text{ mm}$$

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 17.58m circa, con superficie pavimentata di 16.12m, cordolo laterale di 0.90m da un lato e 0.55 dall'altro, come schematizzato nella figura seguente:

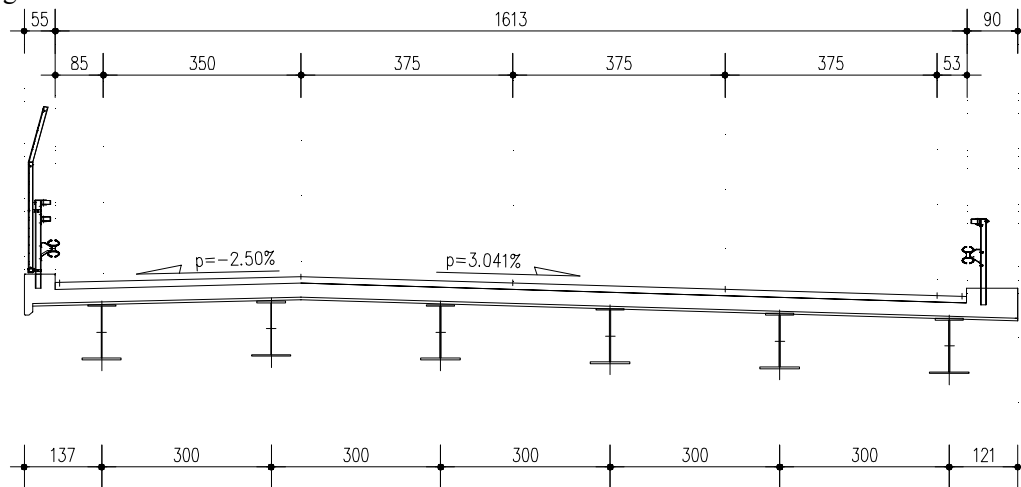


Figura 5.3 Sezione trasversale impalcato

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

Luce di calcolo sbalzo est $L = 1.40 \text{ m}$

Luce di calcolo campata $L = 3.00 \text{ m}$

Spessore soletta $s_s = 0.30 \text{ m}$

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 ribaltamento 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

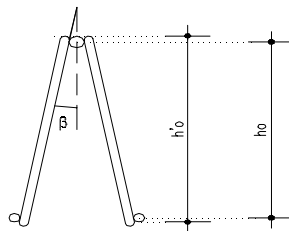
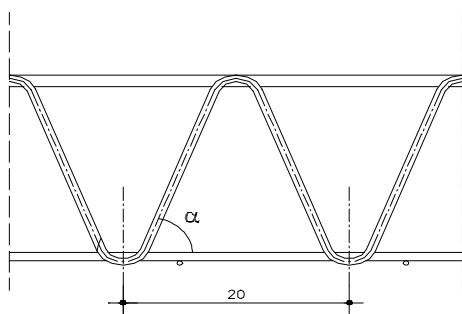
- | | |
|---------------------------|---|
| 1. Peso proprio prédalles | $g_1 = 1.35 * 0.06 * 25.00 = 2.03 \text{ kN/m}^2$ |
| 2. Getto integrativo | $g_2 = 1.35 * 0.24 * 25.00 = 8.10 \text{ kN/m}^2$ |
| 3. Sovraccarico | $g_3 = 1.50 * 1.00 = 1.50 \text{ kN/m}^2$ |
| 4. Velella prefabbricata | $g_4 =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

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

1) Sbalzo

Si assume la seguente luce di calcolo:

$$l_c = 1.40 - 0.25 = 1.15 \text{ m}$$

Si considera lo schema di mensola incastrata.

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
	veletta	2.00	kN/m
	Geometria tralicci		
	larghezza lastra	2.4	m
	interasse tralicci	0.40	m
corr. Sup.	ø corrente superiore traliccio	16	mm
	area correnti sup. / lastra	1206	mmq
corr. Inferiore	ø corrente inferiore traliccio	14	mm
	area corrente inf.	154	mmq
	area correnti inf. / lastra	1848	mmq
	momento di inerzia correnti inf.	1886	mmq x mmq
	raggio di inerzia correnti inf.	3.50	mm
	lunghezza libera di inflessione	20	cm
	lambda correnti inf.	57.14	
	lambda correnti inf.	57	
	coeff. Omega	1.46	
corr. integr.	ø corrente inf. integrativo	5	mm

	area corrente inf. Integrativo	21	mmq
	numero correnti inf. Integrativi	0	num
	area correnti inf. / lastra	0	mmq
	momento di inerzia correnti inf.	36	mmq x mmq
	raggio di inerzia correnti inf.	1.30	mmc
	lunghezza libera di inflessione	20	cm
	lambda correnti inf.	153.85	
	lambda correnti inf.	154	
	coeff. Omega	5.06	
	altezza totale traliccio	16.50	cm
	altezza utile traliccio	15.00	cm
staffe	ø staffa traliccio	10	mm
	area staffa	79	mmq
	area staffe / lastra	942	mmq
	momento di inerzia staffa	491	mmq x mmq
	raggio di inerzia staffa.	2.50	mmc
	lunghezza libera di inflessione	16.50	cm
	lambda staffe	66	
	coeff. Omega	1.64	
	alfa	1.1903	rad
	beta	0.2038	rad
	lunghezza sbalzo	1.15	m
	lunghezza del tratto gettato	1.15	m
	Sollecitazioni unitarie		
	M	10.00	kNm/m
	T	15.38	kN/m
	Sollecitazioni sulla lastra		
	M	24.00	kNm/lastra
	T	36.90	kN/lastra
	S staffe	43.10	kN/lastra

Tensioni sugli elementi

Trazione sui correnti sup.	132.0	N/mm ²
Compressione nei correnti inf.	126.4	N/mm ²
Compressione nelle staffe	62.9	N/mm ²

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

2) Campata

Si assume la seguente luce di calcolo:

$$l_c = 3.00 - 0.50 = 2.50 \text{ m}$$

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	ø 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
	coeff. Omega	1.34	
Corrente Inferiore	ø corrente inferiore traliccio	14	mm
	area corrente inf.	154	mmq
	numero di ferri inf. aggiuntivi	0	
	ø ferri inf. aggiuntivi	20	mm
	area ferri aggiuntivi	314	mmq
	altezza totale traliccio	16.50	cm
	altezza utile traliccio	15.00	cm
staffe	ø 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	mme
	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	2.50	m
	Momento indotto dagli sbalzi	0.00	kNm/m
	Sollecitazioni unitarie		
	M=	9.10	kNm/m
	T=	14.55	KN/m
	Sollecitazioni sulla lastra		
	larghezza lastra	2.40	m
	M=	21.90	kNm/lastra
	T=	34.90	kN/lastra
	S staffe	40.75	kN/lastra
	Tensioni sugli elementi		
	Trazione sui correnti inf.	79.0	N/mm ²
	Compressione nei correnti sup.	176.81	N/mm ²
	Compressione nelle staffe	59.50	N/mm ²

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 22.60m.

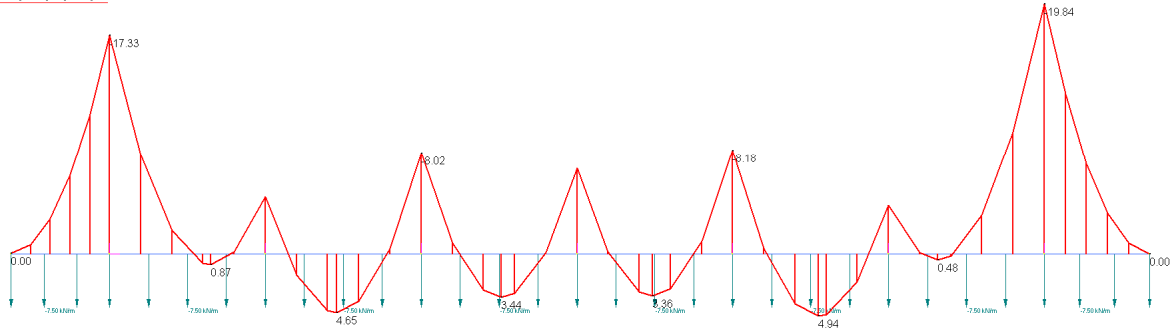
1) Pesi strutturali

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

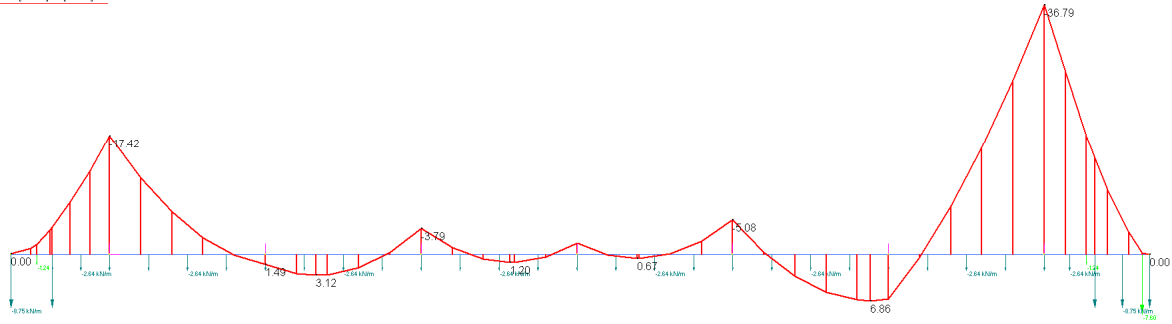
Cordoli:	$g_2 = 0.35 * 25.00 = 8.75 \text{ kN/m}^2$
Barriera antirumore:	$P_2 = 7.60 \text{ kN/m}$
Barriera sicurvia:	$P_3 = 1.24 \text{ kN/m}$
Pavimentazione:	$g_3 = 0.12 * 22.00 = 2.64 \text{ kN/m}^2$

MIN	MAX
BM2(kN m)	-19.84 4.94
[Bm6]	[Bm 7]



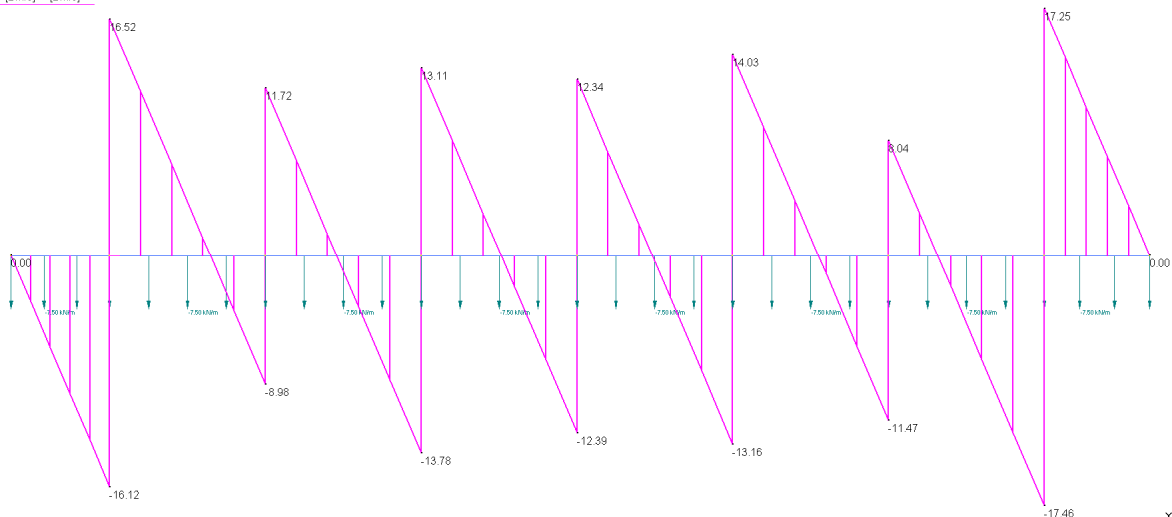
Fase definitiva – Peso predalles + getto integrativo (G1) - Momento flettente

MIN	MAX
BM2(kN m)	-36.79 6.86
[Bm6]	[Bm 7]



Fase definitiva – Permanenti portati (G2) - Momento flettente

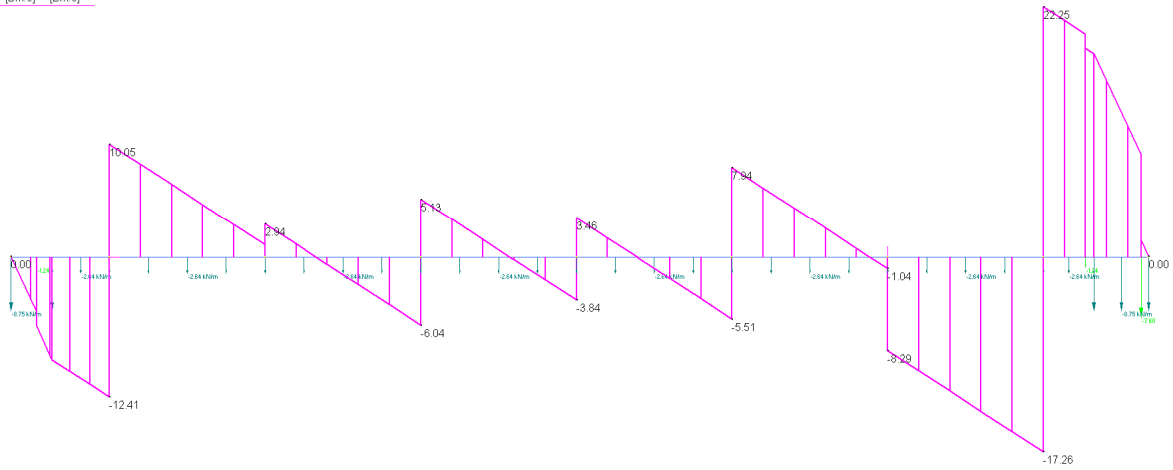
MIN	MAX
SF2(kN)	-17.46 17.25
[Bm8]	[Bm 6]



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



MIN MAX
SF2(kN) -17.26 22.25
[Bm.8] [Bm.6]



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

- 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:

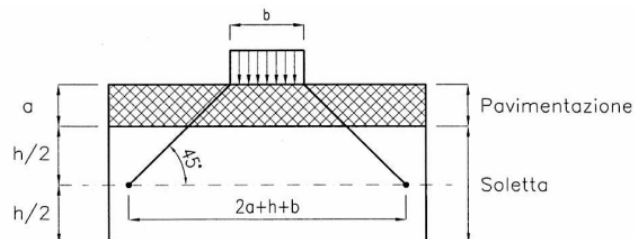
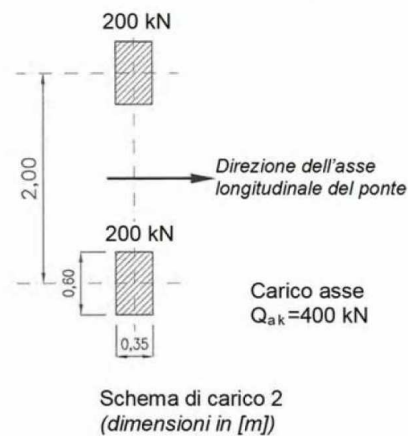


Figura 5.4 Diffusione dei carichi concentrati nella soletta

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 figura 5.6:

$$B = 1.20 + 0.40 + 2 * 0.12 + 0.30 + 2 * 0.775 = 3.69 \text{ m}$$

$$M_{q1} = 300 / 3.69 * 0.91 + 9.00 * 1.11^2 / 2 = -79.43 \text{ kNm/m}$$

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

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

$$T_{q1} = 300 / 2.81 + 9.00 * 1.1 = 111.8 \text{ kN/m}$$

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 figura 5.6:

$$B = 0.35 + 2 * 0.12 + 0.30 + 2 * 0.675 = 2.24 \text{ m}$$

$$M_{q1} = 200 / 2.24 * 0.51 = -72.3 \text{ kNm/m}$$

Per il calcolo della base resistente al taglio massimo le impronte si dispongono radenti all'asse trave secondo la figura 5.6:

$$B = 0.35 + 2 * 0.12 + 0.30 + 2 * 0.56 \approx 2.01 \text{ m}$$

$$T_{q1} = 200 / 2.01 = 100 \text{ kN/m}$$

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.

$$B = 1.20 + 0.40 + 2 * 0.12 + 0.30 + 3.40 / 2 = 3.84 \text{ m}$$

Carico equivalente corsia n.1:

$$P_{eq.} = 300 / 3.84 \approx 78 \text{ kN/m}$$

Il carico viene diffuso nella soletta:

$$p_{eq} = 78 / (0.40 + 2 * 0.12 + 0.30) = 82 \text{ kN/m (per metro di larghezza di soletta)}$$

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

Carico equivalente corsia n.2:

$$P_{eq.} = 200 / 3.84 = 52 \text{ kN/m}$$

Il carico viene diffuso nella soletta:

$$p_{eq} = 52 / (0.40 + 2 * 0.12 + 0.30) = 55 \text{ kN/m (per metro di larghezza di soletta)}$$

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

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

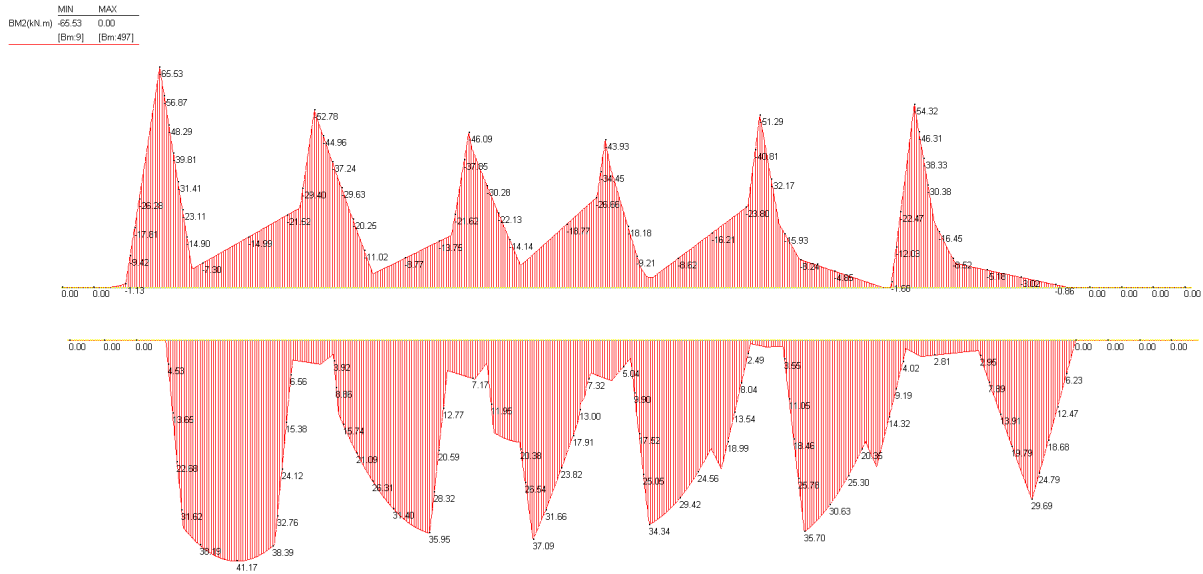


Figura 5.5 Fase definitiva – Carichi mobili (Q) - Momenti flettenti max e min

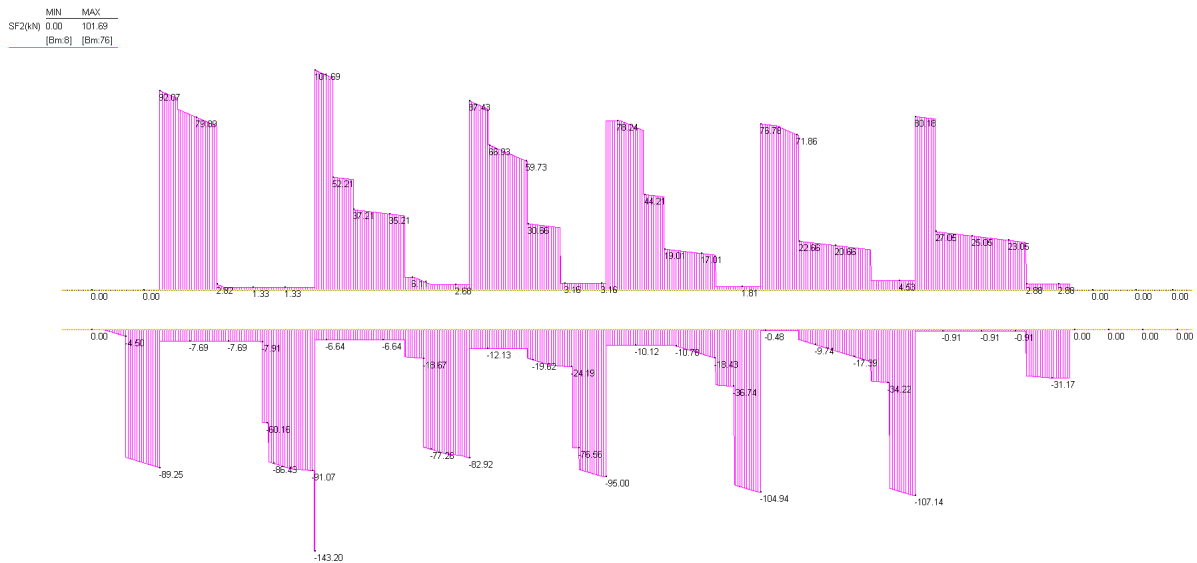


Figura 5.6 Fase definitiva – Carichi mobili (Q) – Tagli max e min

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:

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

$$f_m = \frac{f_k}{1 - 0.1312} = 1.15 f_k \quad f'_k = f_k \frac{1 + 0.1312}{1 - 0.1312} = 1.30 f_k$$

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 prudenziale.

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:

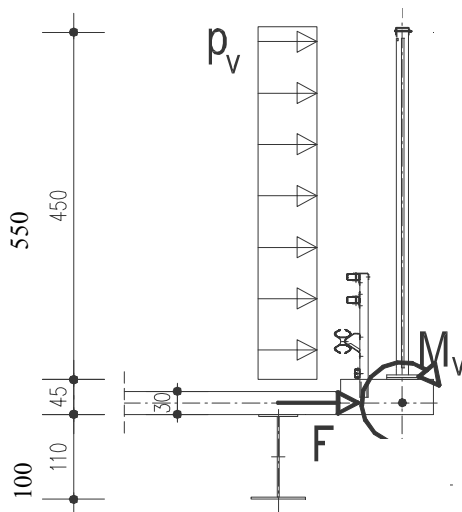
$$\mathbf{Mc.m.contemp. urto} = 16.0 \times (2.05 - 1.2 - 0.30) = 8.80 \text{ kNm/m}$$

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

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:

$$N_{qv} = 2.50 \times 5.50 = 13.75 \text{ N/m}$$

$$M_{qv} = 13.75 \times (5.50/2 + 0.35 + 0.30/2) = 44.69 \text{ kNm/m}$$

5.2.1.7 Riepilogo delle sollecitazioni massime e combinazione di carico

Nelle seguenti tabelle si riportano le sollecitazioni nelle sezioni significative, 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: $1.35 \cdot G1 + 1.50 \cdot G2 + 1.35 \cdot Q$

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)	-20.01	17.33	
Carichi permanenti portati (G2)	-38.06	22.27	
Carichi mobili (Q)	-79.50	111.8	
Urto di veicolo (Q_{urto})	-41.80		32.79
Carico vento (Q_w)	-44.69		13.75
Carichi mobili contemporanei all'urto ($Q_{c.m. cont}$)	-12.96	16.00	
Combinazioni			
SLU – UII – Permanenti + urto	-164.3	78.4	-49.3
SLU – UII – Permanenti + c.mobili + vento	-231.7	207.7	-12.4
SLU - Eccezionale	-179.4	151.4	32.79
SLE – TI	-137.6	151.4	

2) Sezione in campata:

Carichi	Momento flettente [kNm]	Taglio [kN]	Sforzo assiale [kN]
Peso proprio predalles+getto (G1)	4.94		
Carichi permanenti portati (G2)	6.86		
Carichi mobili (Q)	41.17		
Combinazioni			
SLU – UII	72.54		
SLE - TI	52.97		

3) Sezione in appoggio:

Carichi	Momento flettente [kNm]	Taglio [kN]	Sforzo assiale [kN]
Peso proprio predalles+getto (G1)	-8.18	14.03	
Carichi permanenti portati (G2)	-5.08	8.29	
Carichi mobili (Q)	-65.53	107.14 (*)	
Combinazioni			
SLU – UII	-107.13	176.01	
SLE - TI	-78.79	129.46	

(*) Non si considera il valore del taglio pari a 143.20 kN in quanto valore di picco.

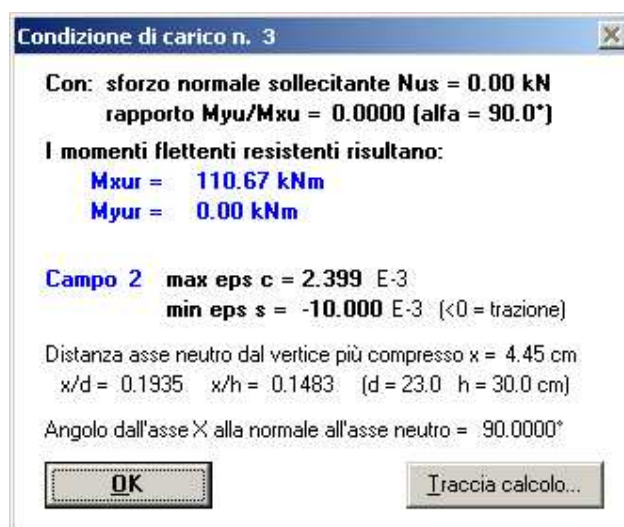
5.2.1.8 Verifiche di resistenza

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'' (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 agente (kNm)	72.54



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

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

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)	-107.13
Taglio (kN)	176.01



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

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

Verifica a taglio nella sezione in appoggio:

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

V_{sd}	176.01	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 risulta soddisfatta in quanto il taglio sollecitante è inferiore al taglio ultimo:

$$V_{Ed} < V_{Rd}$$

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)	-231.7
Sforzo assiale	12.4
Taglio (kN)	207.7



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}	207.67	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:

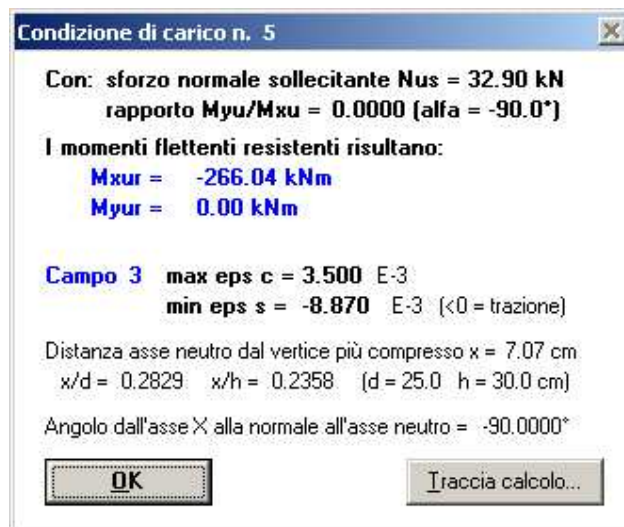
$$V_{Ed} \sim V_{Rd}$$

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 '=30.40cm 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)	-179.4
Sforzo assiale	32.79
Taglio (kN)	151.4



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, dove sono riportate le verifiche delle sezioni miste acciaio-clt 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	650 mm
Ala superiore	250x15
Anima	15x620
Ala inferiore	250x15
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 (20.4/2 = 10.2 m)

i = l'interasse traversi (7.90 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 = 15.8/2 = 7.90 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:

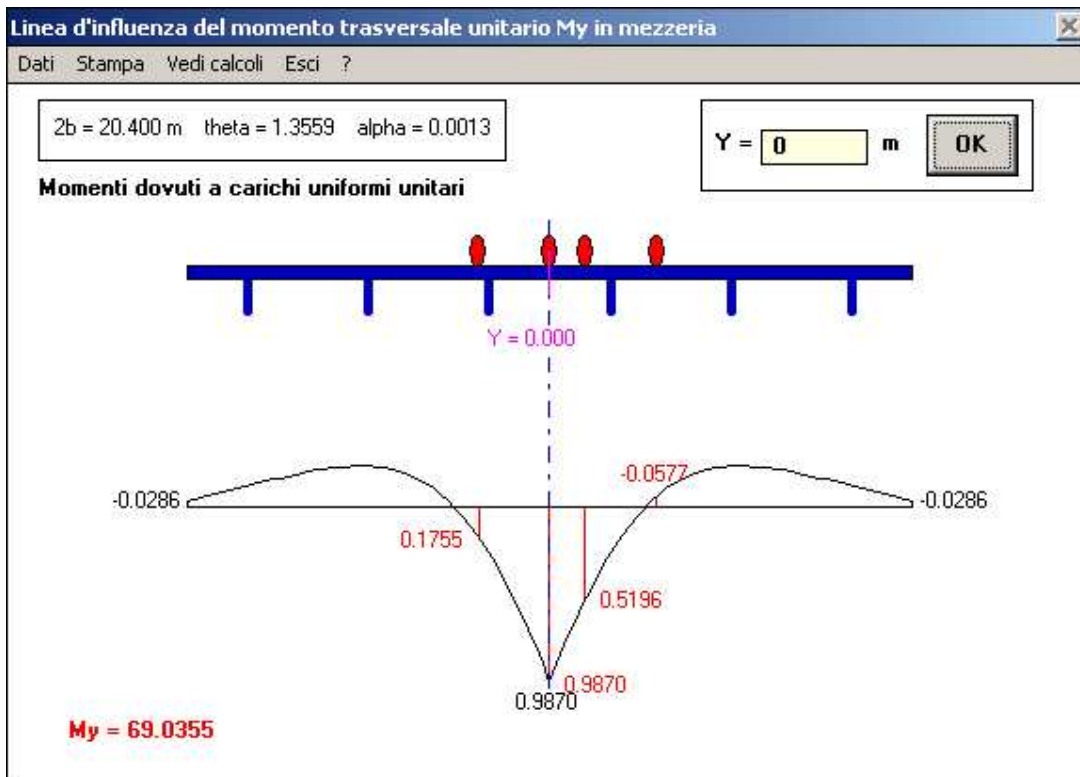
Corsia 1: $M_{1col} = 3032.54$ kN che equivale ad un carico distribuito pari a:

$$q_{equ,1col} = 8 \cdot M/l^2 = 97.18 \text{ kN/m} : 2 = 48.60 \text{ kN/m}$$

Corsia 2: $M_{2col} = 1694.04$ kN che equivale ad un carico distribuito pari a:

$$q_{equ,2col} = 8 \cdot M/l^2 = 54.29 \text{ kN/m} : 2 = 27.15 \text{ kN/m}$$

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

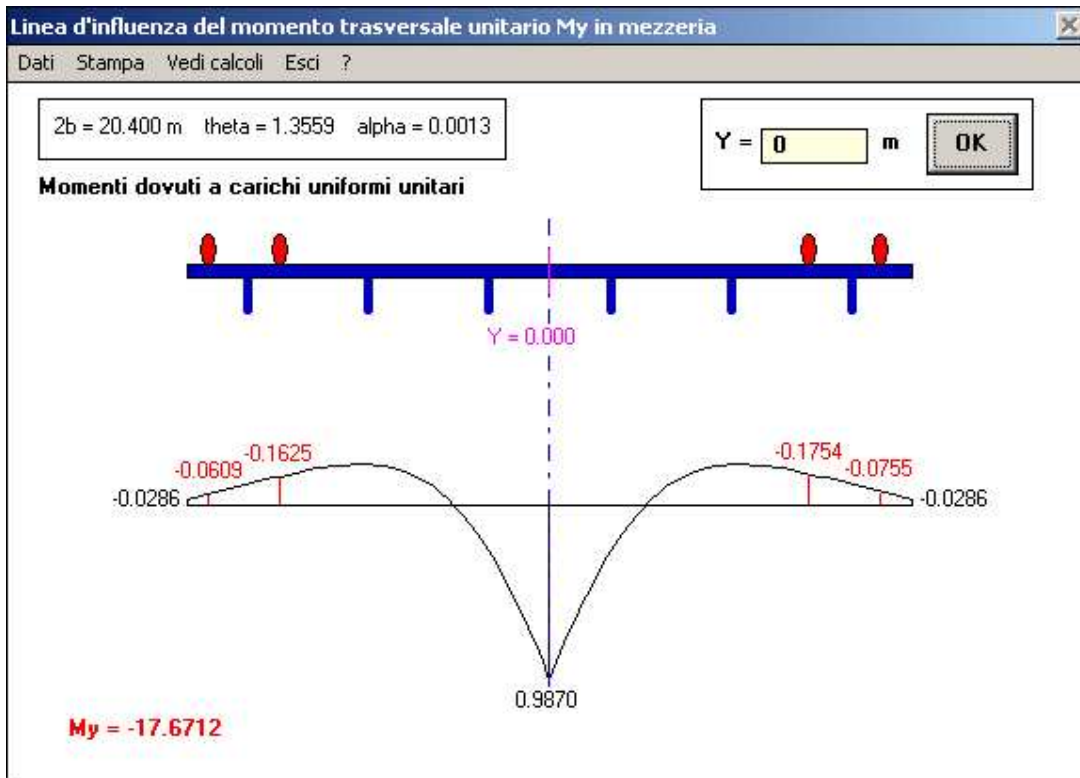


Dall'analisi della lastra ortotropa con il metodo di Massonet si ricava dunque:

$$M = 69.05 \cdot 7.90 = 545.50 \text{ kNm}$$

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:

$$M = -17.70 \cdot 7.90 = -139.83 \text{ kNm}$$

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:

$$M_{sd} = 1.35 \cdot 545.5 = 736.5 \text{ kNm}$$

Verifica di resistenza allo stato limite ultimo:

$$M_{el,Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_{yk}}{\gamma_{Mc}} = \frac{3243 \cdot 355}{1.05} = 3585 \cdot 355 / 1.05 = 1212 \text{ kNm} > M_{sd}$$

Tensione massima nell'acciaio:

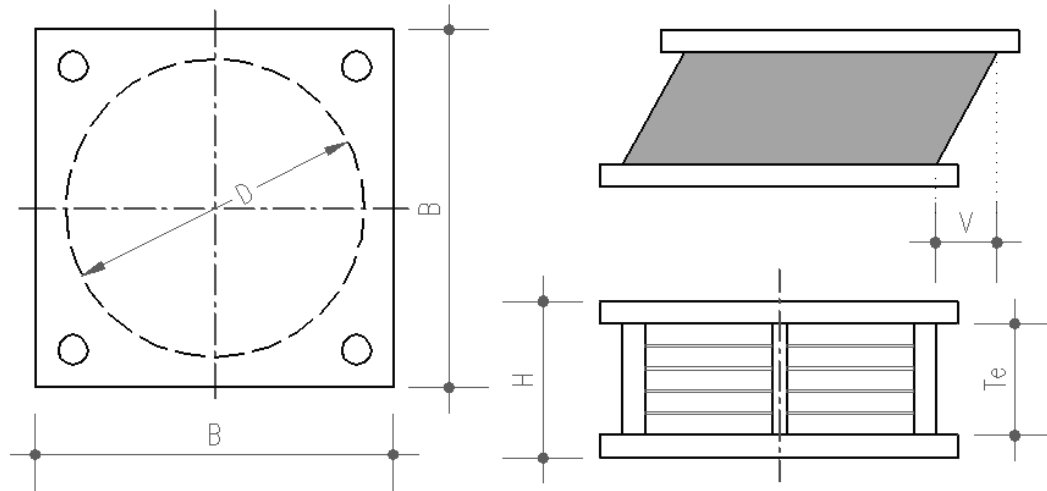
$$\sigma_{max} = \frac{M_{sd}}{W_{el}} = \frac{719.9 \cdot 10^3}{3243 \cdot 10^3} = 736.5 / 3858 \cdot 1000 = 152.2 \text{ N/mm}^2 < f_{yk} / 1.05 = 338.0 \text{ N/mm}^2$$

6 RELAZIONE DI CALCOLO APPOGGI

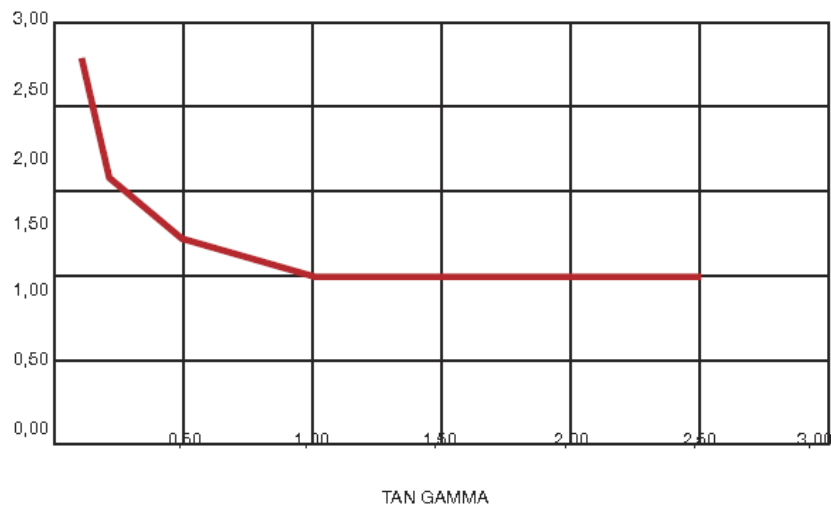
Per effettuare i calcoli di verifica si farà riferimento ad appoggi tipo HDRB della ditta "ALGA" precisando che tale riferimento è solo indicativo, in quanto questi apparecchi sono ormai prodotti dalle principali ditte del settore.

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

SCHEMA APPARECCHI DI APPOGGIO ELASTOMERICI



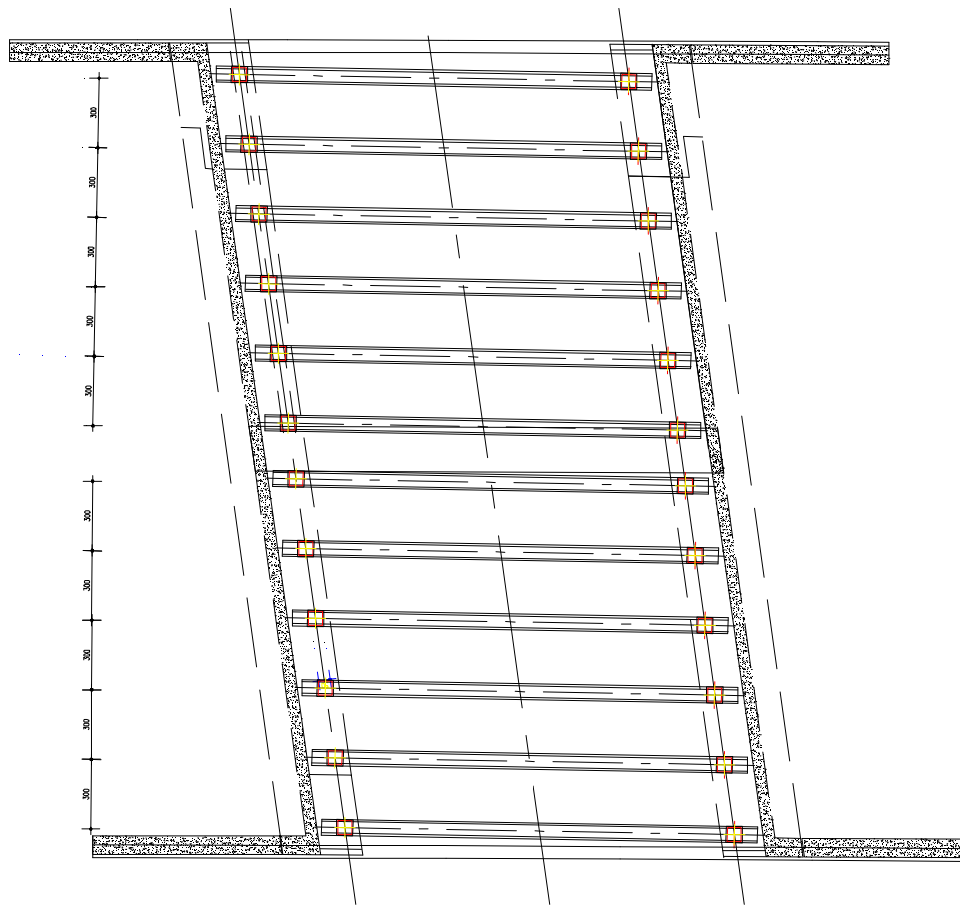
CURVA G/γ



Variatione relativa della rigidità 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>		Mescola / Compound			
		Normale nd / Normal nd	Morbida / Soft	Normale / Normal	Dura / Hard
Durezza / <i>Hardness</i>	Shore A3	50±3	40±3	60±3	75±3
Resistenza a rottura / <i>Tensile strength</i>	N/mm ²	20	20	20	18
Allungamento a rottura / <i>Tensile strain</i>	%	600	750	600	500
Modulo di elasticità G / <i>G Modulus</i>	N/mm ²	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 schema di disposizione degli appoggi, con isolatori sismici elastomerici ad alta dissipazione di caratteristiche riportate di seguito:



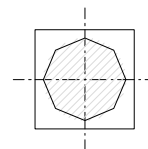
Schema appoggi

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

CARATTERISTICHE APPARECCHI DI APPOGGIO

<i>Carico verticale max (SLU)</i>	<i>Deformazione max</i>	<i>Dimensioni</i>			
F_z (kN)	V (mm)	D (mm)	H (mm)	B (mm)	T_e (mm)
3500	170	350	198	400	84

APPOGGI TIPO A



DATI APPARECCHI DI APPOGGIO

DISPOSITIVI DI APPOGGIO SU SPALLA

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 ($\varnothing D$)	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

6.1 AZIONI SUGLI APPOGGI

Si effettua il dimensionamento per gli appoggi della via nord.

N. travi	n = 6
Luce di calcolo	L = 16.80m
Retrotrave	R = (0.80m di acciaio, 1.00 di soletta)
Larghezza impalcato	B = 17.58m

6.1.1 CARICHI STATICI

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

CARICHI	SLE	γ	SLU	γ_{SISM}	SISMA
Peso proprio struttura (G_1)	81.97 kN	1.35	110.66 kN	1.00	81.97 kN
Peso proprio soletta (G_1)	180.81 kN	1.35	244.10 kN	1.00	180.81 kN
Carichi permanenti (G_2)	87.97 kN	1.5	131.96 kN	1.00	87.97 kN
Carichi mobili (Q)	602.66 kN	1.35	813.60 kN	0	0.00
TOTALE	953.41 kN		1300.32 kN		350.75 kN

6.1.2 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

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} = 1.392$$

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

$$\gamma_{sis} = 100\% \Rightarrow G_{100\%} = 1.4 \text{ N/mm}^2$$

Le rigidezze degli appoggi saranno pari a:

$$K_i = \text{rigidezza del singolo appoggio} = 1.60 \text{ kN/mm}$$

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

La massa dell'impalcato è pari a:

CARICHI	SLE	Luce calcolo	Massa
Peso proprio struttura (G_1)	59.77 kN/m	19.00	1135.63 kN
Peso proprio soletta (G_1)	131.85 kN/m	19.00	2505.15 kN
Carichi permanenti (G_2)	64.15 kN/m	19.00	1218.85 kN
TOTALE	255.77 kN/m		4859.63 kN

Il periodo proprio dell'impalcato sarà quindi pari a:

$$T = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{M/K} = 1.00 \text{ s}$$

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 ←	0.096	0.554
T_C ←	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 ←	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

$$S_e(\text{SLC}) = 0.160g$$

La forza sismica complessiva è quindi pari a

$$F_{\text{sis}} = M \cdot S_e = 4859.63 \text{ kN} \cdot 0.160 = 777.54 \text{ kN}$$

$$F_{\text{sis},i} = \text{forza sismica sul singolo appoggio} = 777.54 / (2 \cdot 6) = 64.80 \text{ kN}$$

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

$$\Delta L_{\text{sis}} = F_{\text{sis},i} / K_i = 64.80/1.60 = 40.50\text{mm}$$

$$\gamma_{\text{sis}} = \Delta L_{\text{sis}} / T_c = 40.50/84 = 0.482 = 48.2\%$$

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

7 RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

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.

7.1 SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA

Per la valutazione delle sollecitazioni sulle strutture facenti parte della spalla si è fatto ricorso ad un modello di calcolo con l'elaboratore, utilizzando il programma di calcolo agli elementi finiti Sap2000 della CSI. Si sono implementati i singoli elementi strutturali come di seguito descritto.

7.1.1 SPALLA

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

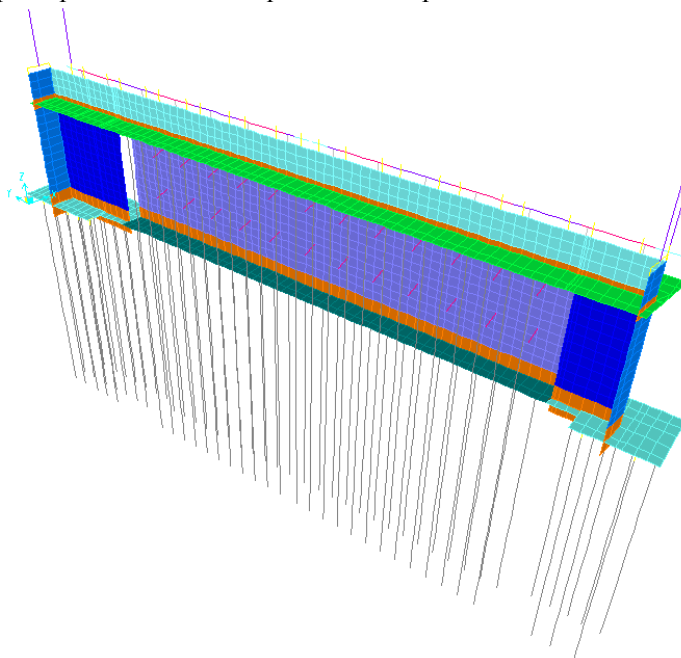


Figura 7.1 Schema 3D

Micropali

I micropali 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 lineari nelle 2 direzioni principali dell'elemento.

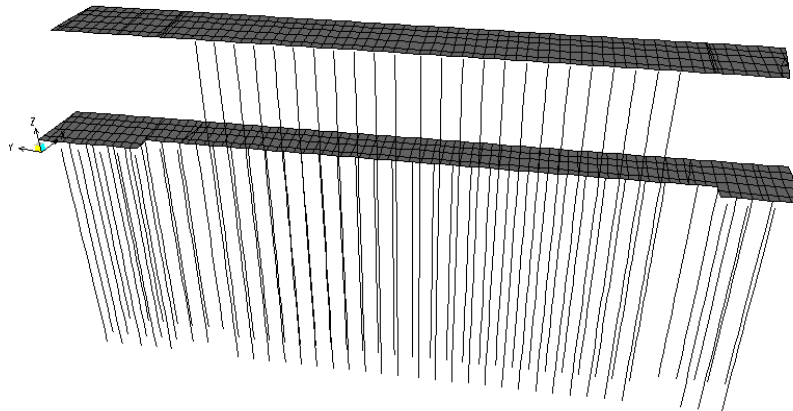


Figura 7.2 Schema micropali

Fondazioni esistente e di nuova costruzione

Le fondazioni a platea di cui è costituita la spalla (fondazione esistente del risvolto sinistro e di parte del fusto, nuove fondazioni del risvolto destro e del paraghiaia) 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 rigidità e peso nulli.

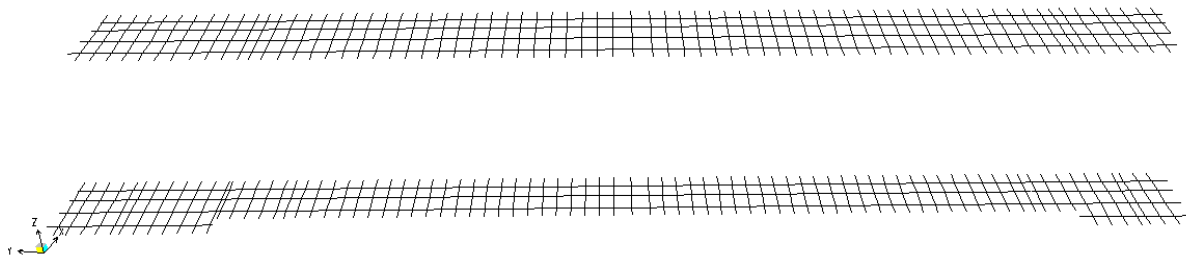


Figura 7.3 Schema fondazioni

Elevazione

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

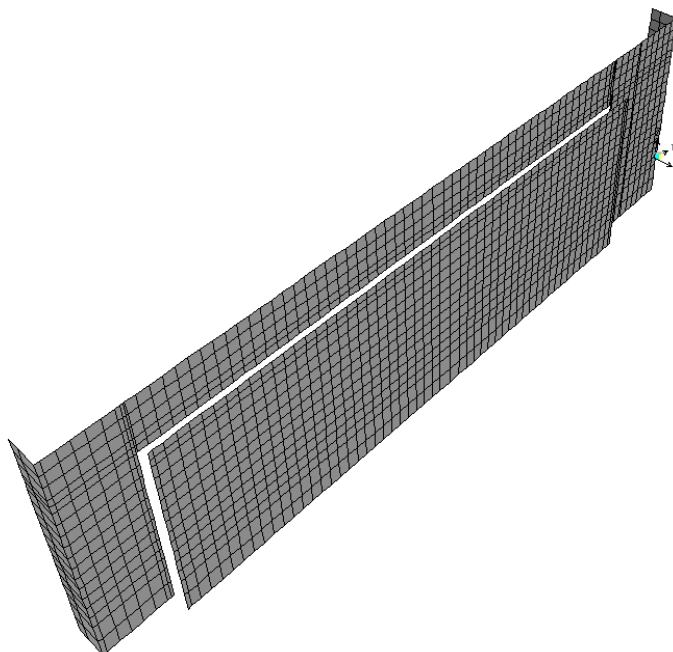


Figura 7.4 Schema elevazioni

Tiranti

I tiranti sono elementi frame di lunghezza unitaria il cui tiro è stato introdotto come $-\Delta T$ appositamente calcolato basandosi sulla geometria e sul materiale adottati per tali elementi.

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.

7.1.2 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 (0,01m di diametro) e costituiti da un materiale fittizio “nullo” caratterizzato da un peso specifico nullo e modulo elastico basso. L’elevata deformabilità dell’elemento appoggio ha consentito il trasferimento del carico da parte dell’impalcato, rispetto alla struttura delle spalle e delle pile, in modo differenziale, tenendo conto anche della deformazione trasversale dell’impalcato stesso determinata dai carichi sull’impalcato.

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'alto modulo associato all'elevata 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 10m) 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	UnitMass	E1	G12	U12	A1
Text	KN/m3	KN-s2/m4	KN/m2	KN/m2	Unitless	1/C
4000Psi	23.563	2.4028	24855578.28	10356490.95	0.2	0.0000099
A615Gr60	76.973	7.849	199947978.8			0.0000117
A992Fy50	76.973	7.849	199947978.8	76903068.77	0.3	0.0000117
C20/25	25	2.5493	30200000	12583333.33	0.2	0.000001
C35/45	25	2.5493	34625000	14427083.33	0.2	0.000001
ElevazionePesoNullo	0	0	33019000	13757916.67	0.2	0.000001
Nullo	0	0	100000	45454.55	0.1	0.000001
PlateaBeam	0	0	33019000	13757916.67	0.2	0.000001
PlateaShell_alta133	3325	339.06	33019000	13757916.67	0.2	0.000001
PlateaShell_alta60	1500	152.96	33019000	13757916.67	0.2	0.000001
PlateaShell_bassa_esistente	2625	267.68	33019000	13757916.67	0.2	0.000001
PlateaShell_bassa_progetto	3000	305.91	33019000	13757916.67	0.2	0.000001
Rigido	0	0	10000000000	4166666667	0.2	0.000001
S275	78.5	8.0048	210000000	80769230.77	0.3	0.0000117
S355	78.5	8.0048	210000000	80769230.77	0.3	0.0000117
Tirante	0	0	98066.5	44575.68	0.1	1

TABLE: Area Section Properties								
Section	Material	MatAngle	AreaType	Type	DrillDOF	Thickness	BendThick	
Text	Text	Degrees	Text	Text	Yes/No	m	m	
Muro250esist	C35/45	0	Shell	Shell-Thick	Yes	2.5	2.5	
Muro250_esistNullo	C35/45	0	Shell	Shell-Thick	Yes	2.5	2.5	
Parag.Orizz	C35/45	0	Shell	Shell-Thick	Yes	0.3	0.3	
Paraghiaia	C35/45	0	Shell	Shell-Thick	Yes	0.5	0.5	
ParaghiaiaNullo	ElevazionePesoNullo	0	Shell	Shell-Thick	Yes	0.5	0.5	
Parete230_prog	C35/45	0	Shell	Shell-Thick	Yes	2.3	2.3	
Parete230_progNulla	C35/45	0	Shell	Shell-Thick	Yes	2.3	2.3	
Parete60_prog	C35/45	0	Shell	Shell-Thick	Yes	0.6	0.6	
Parete60_progNulla	ElevazionePesoNullo	0	Shell	Shell-Thick	Yes	0.6	0.6	
Parete80_prog	C35/45	0	Shell	Shell-Thick	Yes	0.8	0.8	
Parete80_progNulla	ElevazionePesoNullo	0	Shell	Shell-Thick	Yes	0.8	0.8	
PlateaAlta60	PlateaShell_alta60	0	Shell	Shell-Thin	Yes	0.01	0.01	
PlateaBassa_esistente	PlateaShell_bassa_esistente	0	Shell	Shell-Thin	Yes	0.01	0.01	
PlateaBassa_progetto	PlateaShell_bassa_progetto	0	Shell	Shell-Thin	Yes	0.01	0.01	

TABLE: Frame Section Properties 01 - General

SectionName	Material	Shape	t3	t2
Text	Text	Text	m	m
Appoggio	Nulla	Circle	0.01	
BarrieraAntiRumore	Rigido	Circle	10	
Micropali	C20/25	Circle	0.24	
Palo1000-L25	C20/25	Circle	1	
Palo1000-L30	C20/25	Circle	1	
Rigido	Rigido	Circle	10	
S1.1	PlateaBeam	Rectangular	1.5	0.5
S1.2	PlateaBeam	Rectangular	1.5	0.5
S1.3	PlateaBeam	Rectangular	1.5	0.5
S1.4	PlateaBeam	Rectangular	0.85	1.5
S1.5	PlateaBeam	Rectangular	1.5	0.85
S1.6	PlateaBeam	Rectangular	0.85	1.5
S3.1	PlateaBeam	Rectangular	0.6	0.5
S3.2	PlateaBeam	Rectangular	0.6	0.5
SpallaEsistente	Rigido	Circle	10	
T.C1	Rigido	Circle	1	
T.C2	Rigido	Circle	1	
T.Cordolo	Rigido	Circle	1	
TIRANTI	Tirante	Circle	0.0113	
_NULLO	Nulla	General	0.05	0.05

SCHEMA GENERALE DEL MODELLO

VISTA 3D

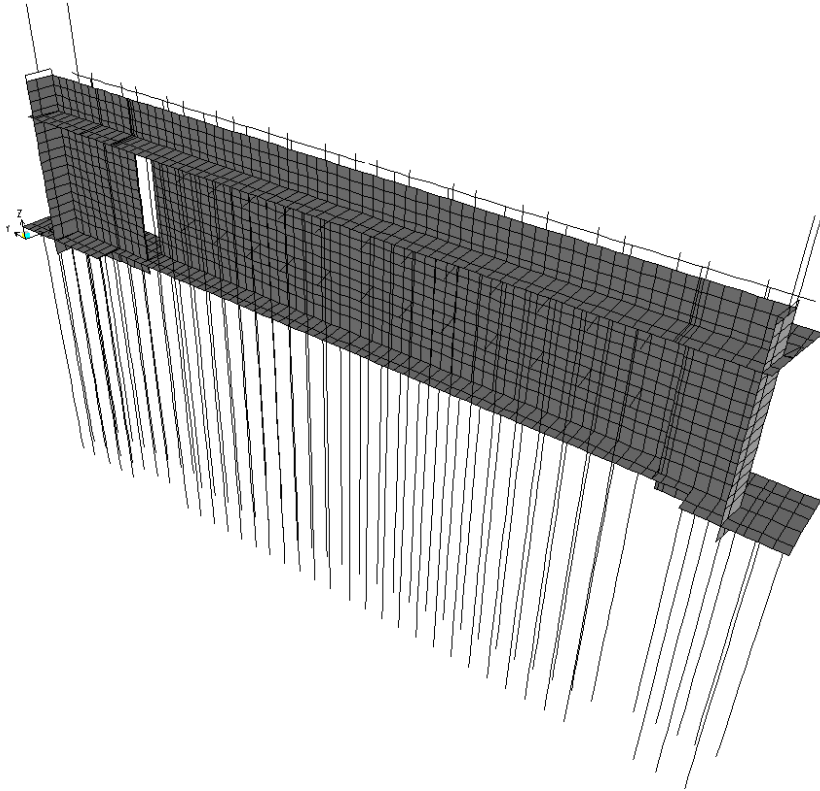


Figura 7.5 Vista 3D

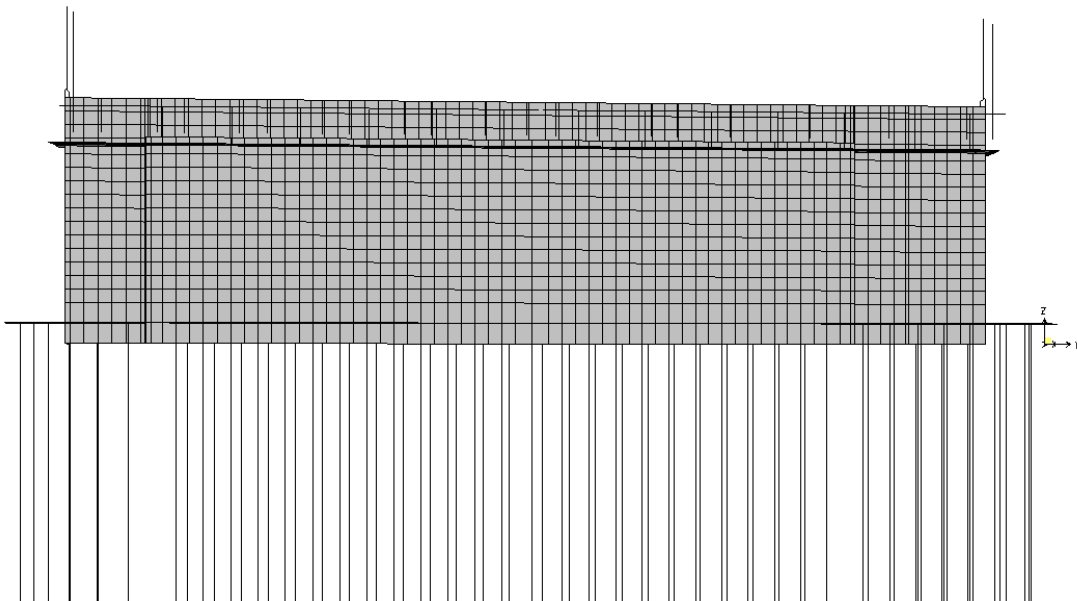
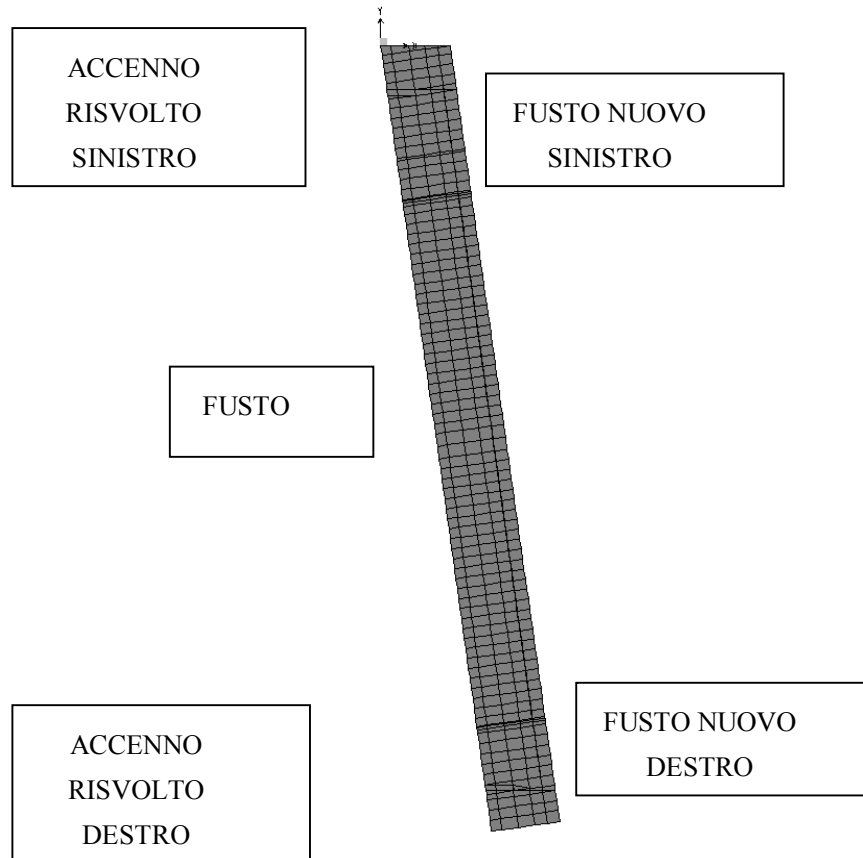


Figura 7.6 Prospetto spalla

7.1.3 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.



7.2 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.

7.3 ELENCO DATI

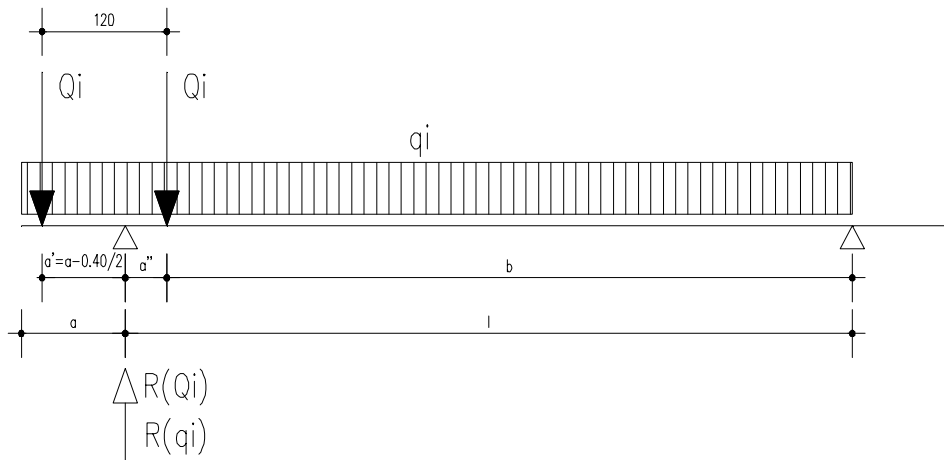
7.3.1 DATI RELATIVI ALLE TRAVI

numero travi		12
lunghezza travi	(m)	18.74
peso singola trave	(kN/m)	4.11
interasse travi	(m)	3.00
altezza trave	(m)	1.00
interasse giunti	(m)	19.11
Interasse appoggi (campata): L	(m)	16.80
Lunghezza di afferenza carichi permanenti Impalcato	(m)	9.38

7.3.2 DATI RELATIVI ALLA SOLETTA, ALLA PAVIMENTAZIONE ED ALLE FINITURE

larghezza soletta (totale da esterno veletta a esterno veletta)	(m)	35.30
spessore soletta	(m)	0.25
larghezza cordolo n.1 sx - esterno -	(m)	0.55
larghezza cordolo n.2 sx - interno -	(m)	0.90
larghezza cordolo n.1 dx - esterno -	(m)	0.55
larghezza cordolo n.2 dx - interno -	(m)	0.90
altezza cordoli	(m)	0.28
peso aggiuntivo (barriere di sicurezza/antirumore, velette, polifore, ..)		

SOTTOPASSO SVINCOLO STAZIONE VERONA NORD (PR KM 225+372)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	
	CODIFICA DOCUMENTO AI_4_4_1_RELAZIONE_CALCULO.DOC	FOGLIO 100 DI 166
cordolo n.1 sx - esterno	(kN/m)	4.00
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
<i>Coefficienti per trave continua a più campate</i>		
ζ (str)		1.00
ζ (perm)		1.00
spessore pavimentazione	(m)	0.12
peso pavimentazione	(kN/m ²)	3.00
<i>Coefficienti per trave continua a più campate</i>		
ζ (perm)		1.00
7.3.3 DATI RELATIVI AI CARICHI MOBILI		
larghezza colonne di carico	(m)	3.00
Lunghezza colonna Qi per sovraccarico terrapieno	(m)	2.20
<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)	1.00
Interasse appoggi (campata): L	(m)	16.80
Distanza asse 1° ruota-asse appoggio: a'	(m)	0.80
<i>Coefficienti per trave continua a più campate</i>		
ζ (Q)		1.00
ζ (q)		1.00
ζ (F)		1.00



7.3.4 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) 1.10

Stato limite ultimo di salvaguardia della vita SLV

	T_R	1898
Accelerazione orizzontale massima sul sito di riferimento rigido	a_g/g	0.26
	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):		no

7.3.5 DATI RELATIVI AGLI APPOGGI ED ALLA CURVATURA IMPALCATO

raggio di curvatura impalcato - zero se rettilineo -	(m)	5865.00
altezza appoggio	(m)	0.20
<i>Tipo di appoggio</i>		N

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)	19.11
Categoria di Ponte (mettere 1 o 2):		1
Squilibrio di frenatura (mettere Si/No):		si

Dati per Attrito sugli appoggi

Coefficiente d'attrito sugli appoggi in % sui carichi permanenti	%	0.06
Delta T per calcolo appoggi Neoprene/Dissipativi	(°)	40

7.3.6 DATI RELATIVI AI BAGGIOLI

numero baggioli		12
altezza baggioli	(m)	0.20
larghezza baggioli	(m)	0.40
profondità baggioli	(m)	0.40
posizione asse baggioli rispetto filo di valle spalla	(m)	1.20

7.3.7 DATI RELATIVI ALLA SPALLA

Paraghiaia

altezza paraghiaia	(m)	2.05
spessore paraghiaia	(m)	0.50
distanza asse paraghiaia da filo anteriore fusto	(m)	1.75
lunghezza paraghiaia	(m)	37.51

Fusto

altezza fusto	(m)	6.15
spessore fusto	(m)	1.50
lunghezza fusto	(m)	37.08

Risvolto di sx

altezza risolto sx	(m)	8.20
lunghezza risolto sx	(m)	1.36
spessore risolto sx	(m)	0.80
altezza orecchia sx	(m)	0.00
lunghezza orecchia sx	(m)	0.00
spessore orecchia sx	(m)	0.00

Risvolto di dx

SOTTOPASSO SVINCOLO STAZIONE VERONA NORD (PR KM 225+372)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	
	CODIFICA DOCUMENTO AI_4_4_1_RELAZIONE_CALCULO.DOC	FOGLIO 103 DI 166
altezza risvolto dx	(m)	8.20
lunghezza risvolto dx	(m)	1.36
spessore risvolto dx	(m)	0.60
altezza orecchia sx	(m)	0.00
lunghezza orecchia sx	(m)	0.00
spessore orecchia sx	(m)	0.00
7.3.8 DATI RELATIVI ALLA PLATEA DI FONDAZIONE		
<i>Fusto</i>		
lunghezza platea di fondazione	(m)	40.88
larghezza platea di fondazione	(m)	2.50
spessore platea	(m)	1.50
ciabatta posteriore (per terreno imbarcato)	(m)	1.10
<i>Risvolto di sx</i>		
lunghezza platea di fondazione	(m)	7.60
larghezza platea di fondazione	(m)	3.40
spessore platea	(m)	1.50
ciabatta posteriore (per terreno imbarcato)	(m)	0.00
<i>Risvolto di dx</i>		
lunghezza platea di fondazione	(m)	4.90
larghezza platea di fondazione	(m)	3.40
spessore platea	(m)	1.50
ciabatta posteriore (per terreno imbarcato)	(m)	0.00
7.3.9 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
<i>DATI RELATIVI AL SOVRACCARICO</i>		
Altezza spalla per diffusione	(m)	8.20
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)	13.73
Lunghezza totale colonne Qi+diffusione	(m)	6.93
Carico accidentale sul terrapieno ad impalcato carico	(kN/m ²)	9.00
Carico accidentale sul terrapieno ad impalcato scarico	(kN/m ²)	13.57

7.3.10 DATI RELATIVI ALLA PALIFICATA DI FONDAZIONE

Paraghiaia

numero micropali		24
diametro esterno perforazione micropali	(m)	0.30
lunghezza micropali	(m)	21.00

Consolidamento fusto esistente

numero micropali		26
diametro esterno perforazione micropali	(m)	0.24
lunghezza micropali	(m)	21.00

Fusto nuovo e accenno di risvolto - lato destro

numero micropali		10
diametro esterno perforazione micropali	(m)	0.24
lunghezza micropali	(m)	21.00

Fusto nuovo e accenno di risvolto - lato sinistro

numero micropali		19
diametro esterno perforazione micropali	(m)	0.24
lunghezza micropali	(m)	21.00

Risvolto nuovo e consolidamento muro esistente - lato destro

numero micropali		19
diametro esterno perforazione micropali	(m)	0.24
lunghezza micropali	(m)	14.00

Risvolto nuovo e consolidamento muro esistente - lato sinistro

numero micropali		23
diametro esterno perforazione micropali	(m)	0.24
lunghezza micropali	(m)	14.00

7.4 CASI DI CARICO E COMBINAZIONI

7.4.1 CARICHI ELEMENTARY

TABLE: Load Pattern Definitions

LoadPat	DesignType	SelfWtMult	AutoLoad
Text	Text	Unitless	Text
A1.a) Spalla Peso Proprio	DEAD	1	
A1.b) Tiranti	DEAD	0	
A2.a) Spinta della Terra M1	DEAD	0	
A2.b) Spinta della Terra M2	DEAD	0	
A2.c) Spinta della Terra Sismica M1	DEAD	0	
A3.a) Spalla Perm.	DEAD	0	
A2.d) Spinta della Terra Sismica M2	DEAD	0	
B1) Impalcato Peso Proprio	DEAD	0	
B2) Impalcato Perm.	DEAD	0	
C1a) Acc.1 Imp. Tandem	LIVE	0	
C2a) Acc.1 Imp. Distribuito	LIVE	0	
C1b) Acc.2 Imp. Tandem	LIVE	0	
C2b) Acc.2 Imp. Distribuito	LIVE	0	
C3a1) Folla 1 Marc.Lato Acc.	LIVE	0	
C3a2) Folla 1 Marc.Centro	LIVE	0	
C3a3) Folla 1 Marc.Lato Opposto	LIVE	0	
C3b1) Folla 2 Marc.Lato Acc.	LIVE	0	
C3b2) Folla 2 Marc.Centro	LIVE	0	
C3b3) Folla 2 Marc.Lato Opposto	LIVE	0	
Da) Acc.Ril+Carico M1	LIVE	0	
Db) Acc.Ril+Carico M2	LIVE	0	
Ea) Acc.Ril+Scarico M1	LIVE	0	
Eb) Acc.Ril+Scarico M2	LIVE	0	
F1) Frenatura 1	LIVE	0	
F2) Frenatura 2	LIVE	0	
G1) Azione Centrifuga 1	LIVE	0	
G2) Azione Centrifuga 2	LIVE	0	
H1) VENTO+y Imp.carico	WIND	0	None
H2) VENTO-y Imp.carico	WIND	0	None
I1) VENTO+y Imp.scarico	WIND	0	None
I2) VENTO-y Imp.scarico	WIND	0	None
L1) Vento +y Spalla	WIND	0	None
L2) Vento -y Spalla	WIND	0	None
L3) Neve	LIVE	0	
M1a) SismaX Spalla	QUAKE	0	None
M1b) SismaX Terra Imbarcata	QUAKE	0	None
M2a+) X TERRA V+ M1	QUAKE	0	None
M2a-) X TERRA V- M1	QUAKE	0	None
M2b+) X TERRA V+ M2	QUAKE	0	None
M2b-) X TERRA V- M2	QUAKE	0	None
M3) SISMA X IMP.	QUAKE	0	None
N1a) SismaY Spalla	QUAKE	0	None
N1bsx) SismaY Terra Imbarcata	QUAKE	0	None
N1bdx) SismaY Terra Imbarcata	QUAKE	0	None
N2a+) Y TERRA V+ M1	QUAKE	0	None
N2a-) Y TERRA V- M1	QUAKE	0	None
N2b+) Y TERRA V+ M2	QUAKE	0	None
N2b-) Y TERRA V- M2	QUAKE	0	None
N3) SISMA Y IMP.	QUAKE	0	None
O1) SISMA V SPALLA	QUAKE	0	None
O2a) V TERRA V+	QUAKE	0	None
O2b) V TERRA V-	QUAKE	0	None
O3) SISMA V IMP.	QUAKE	0	None
P1) Attrito Imp.Struttura	DEAD	0	
P2) Attrito Imp.Portati	DEAD	0	

TABLE: Load Case Definitions

Case	DesignType
Text	Text
A1) Spalla Peso Proprio+Tiranti	DEAD
A2a) Spinta della Terra M1	DEAD
A2b) Spinta della Terra M2	DEAD
A2c) Spinta della TerraSismica M1	DEAD
A2d) Spinta della TerraSismica M2	DEAD
A3) Spalla Perm.	DEAD
B1) Imp. Peso Proprio	DEAD
B2) Impalcato Perm.	DEAD
C1a) Acc. 1 Imp.Tandem	LIVE
C2a) Acc. 1 Imp.Distribuito	LIVE
C1b) Acc. 2 Imp.Tandem	LIVE
C2b) Acc. 2 Imp. Distribuito	LIVE
C3a) Folla 1	LIVE
C3b) Folla 2	LIVE
Da) Acc. Ril+Carico M1	LIVE
Db) Acc.Ril+Carico M2	LIVE
Ea) Acc. Ril+Scarico M1	LIVE
Eb) Acc.Ril+Scarico M2	LIVE
F1) Frenatura 1	LIVE
F2) Frenatura 2	LIVE
G1) Azione Centrifuga 1	LIVE
G2) Azione Centrifuga 2	LIVE
H1) Vento+ Ponte Carico	WIND
H2) Vento- Ponte Carico	WIND
I1) Vento+ Ponte scarico	WIND
I2) Vento- Ponte scarico	WIND
L1) Vento+ Spalla	WIND
L2) Vento- Spalla	WIND
L3) Neve	LIVE
Ma+) Sisma Longitudinale M1 V+	QUAKE
Ma-) Sisma Longitudinale M1 V-	QUAKE
M1b) SismaX Terra Imbarcata	QUAKE
Mb+) Sisma Longitudinale M2 V+	QUAKE
Mb-) Sisma Longitudinale M2 V-	QUAKE
M3) SISMA X IMP.	QUAKE
Na+) Sisma Trasversale M1 V+	QUAKE
Na-) Sisma Trasversale M1 V-	QUAKE
N1bsx) SismaY Terra Imbarcata	QUAKE
N1bdx) SismaY Terra Imbarcata	QUAKE
Nb+) Sisma Trasversale M2 V+	QUAKE
Nb-) Sisma Trasversale M2 V-	QUAKE
N3) SISMA Y IMP.	QUAKE
Oa) Sisma Verticale V+	QUAKE
Ob) Sisma Verticale V-	QUAKE
O3) SISMA V IMP.	QUAKE
P1) Attrito Imp.Struttura	DEAD
P2) Attrito Imp.Portati	DEAD
MODAL	OTHER

TABLE: Case - Static 1 - Load Assignments

Case	LoadType	LoadName	LoadSF
Text	Text	Text	Unitless
A1) Spalla Peso Proprio+Tiranti	Load pattern	A1.a) Spalla Peso Proprio	1
A1) Spalla Peso Proprio+Tiranti	Load pattern	A1.b) Tiranti	1
A2a) Spinta della Terra M1	Load pattern	A2.a) Spinta della Terra M1	1
A2b) Spinta della Terra M2	Load pattern	A2.b) Spinta della Terra M2	1
A2c) Spinta della TerraSismica M1	Load pattern	A2.c) Spinta della TerraSismica M1	1
A2d) Spinta della TerraSismica M2	Load pattern	A2.d) Spinta della TerraSismica M2	1
A3) Spalla Perm.	Load pattern	A3.a) Spalla Perm.	1
B1) Imp. Peso Proprio	Load pattern	B1) Impalcato Peso Proprio	1
B2) Impalcato Perm.	Load pattern	B2) Impalcato Perm.	1
C1a) Acc.1 Imp. Tandem	Load pattern	C1a) Acc.1 Imp. Tandem	1
C2a) Acc.1 Imp. Distribuito	Load pattern	C2a) Acc.1 Imp. Distribuito	1
C1b) Acc.2 Imp. Tandem	Load pattern	C1b) Acc.2 Imp. Tandem	1
C2b) Acc.2 Imp. Distribuito	Load pattern	C2b) Acc.2 Imp. Distribuito	1
C3a) Folla 1	Load pattern	C3a1) Folla 1 Marc.Lato Acc.	1
C3a) Folla 1	Load pattern	C3a2) Folla 1 Marc.Centro	1
C3a) Folla 1	Load pattern	C3a3) Folla 1 Marc.Lato Opposto	1
C3b) Folla 2	Load pattern	C3a2) Folla 1 Marc.Centro	1
C3b) Folla 2	Load pattern	C3b2) Folla 2 Marc.Centro	1
C3b) Folla 2	Load pattern	C3b3) Folla 2 Marc.Lato Opposto	1
Da) Acc. Ril+Carico M1	Load pattern	Da) Acc.Ril+Carico M1	1
Db) Acc.Ril+Carico M2	Load pattern	Db) Acc.Ril+Carico M2	1
Ea) Acc. Ril+Scarico M1	Load pattern	Ea) Acc.Ril+Scarico M1	1
Eb) Acc.Ril+Scarico M2	Load pattern	Eb) Acc.Ril+Scarico M2	1
F1) Frenatura 1	Load pattern	F1) Frenatura 1	1
F2) Frenatura 2	Load pattern	F2) Frenatura 2	1
G1) Azione Centrifuga 1	Load pattern	G1) Azione Centrifuga 1	1
G2) Azione Centrifuga 2	Load pattern	G2) Azione Centrifuga 2	1
H1) Vento+ Ponte Carico	Load pattern	H1) VENTO+y Imp.carico	1
H2) Vento- Ponte Carico	Load pattern	H2) VENTO-y Imp.carico	1
I1) Vento+ Ponte scarico	Load pattern	I1) VENTO+y Imp.scarico	1
I2) Vento- Ponte scarico	Load pattern	I2) VENTO-y Imp.scarico	1
L1) Vento+ Spalla	Load pattern	L1) Vento +y Spalla	1
L2) Vento- Spalla	Load pattern	L2) Vento -y Spalla	1
L3) Neve	Load pattern	L3) Neve	1
Ma+) Sisma Longitudinale M1 V+	Load pattern	M1a) SismaX Spalla	1
Ma+) Sisma Longitudinale M1 V+	Load pattern	M2a+) X TERRA V+ M1	1
Ma-) Sisma Longitudinale M1 V-	Load pattern	M1a) SismaX Spalla	1
Ma-) Sisma Longitudinale M1 V-	Load pattern	M2a-) X TERRA V- M1	1
M1b) SismaX Terra Imbarcata	Load pattern	M1b) SismaX Terra Imbarcata	1
Mb+) Sisma Longitudinale M2 V+	Load pattern	M1a) SismaX Spalla	1
Mb+) Sisma Longitudinale M2 V+	Load pattern	M2b+) X TERRA V+ M2	1
Mb-) Sisma Longitudinale M2 V-	Load pattern	M1a) SismaX Spalla	1
Mb-) Sisma Longitudinale M2 V-	Load pattern	M2b-) X TERRA V- M2	1
M3) SISMA X IMP.	Load pattern	M3) SISMA X IMP.	1
Na+) Sisma Trasversale M1 V+	Load pattern	N1a) SismaY Spalla	1
Na+) Sisma Trasversale M1 V+	Load pattern	N2a+) Y TERRA V+ M1	1
Na-) Sisma Trasversale M1 V-	Load pattern	N1a) SismaY Spalla	1
Na-) Sisma Trasversale M1 V-	Load pattern	N2a-) Y TERRA V- M1	1
N1bsx) SismaY Terra Imbarcata	Load pattern	N1bsx) SismaY Terra Imbarcata	1
N1bdx) SismaY Terra Imbarcata	Load pattern	N1bdx) SismaY Terra Imbarcata	1
Nb+) Sisma Trasversale M2 V+	Load pattern	N1a) SismaY Spalla	1
Nb+) Sisma Trasversale M2 V+	Load pattern	N2b+) Y TERRA V+ M2	1
Nb-) Sisma Trasversale M2 V-	Load pattern	N1a) SismaY Spalla	1
Nb-) Sisma Trasversale M2 V-	Load pattern	N2b-) Y TERRA V- M2	1
N3) SISMA Y IMP.	Load pattern	N3) SISMA Y IMP.	1
Oa) Sisma Verticale V+	Load pattern	O1) SISMA V SPALLA	1
Oa) Sisma Verticale V+	Load pattern	O2a) V TERRA V+	1
Ob) Sisma Verticale V-	Load pattern	O1) SISMA V SPALLA	1
Ob) Sisma Verticale V-	Load pattern	O2b) V TERRA V-	1
O3) SISMA V IMP.	Load pattern	O3) SISMA V IMP.	1
P1) Attrito Imp.Struttura	Load pattern	P1) Attrito Imp.Struttura	1
P2) Attrito Imp.Portati	Load pattern	P2) Attrito Imp.Portati	1

7.4.1.1 Combinazioni di carico

1A) *Carichi elementari combinazione AI-MI (terreno non defattorizzato e spinta a riposo)*

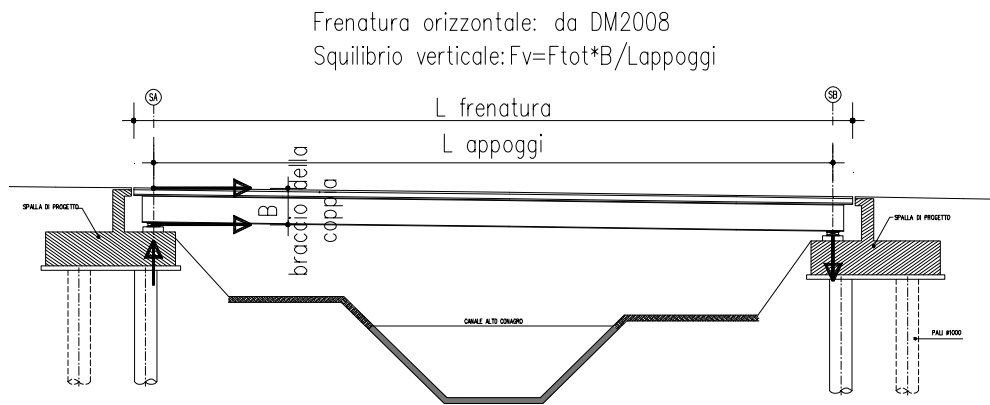
$$\gamma_{G1} * G1 + \gamma_{G2} * G2 + \gamma_P * P + \gamma_{Q1} * Q_{k1} + \gamma_{Q2} * \psi_{02} * Q_{k2} + \gamma_{Q3} * \psi_{03} * Q_{k3} + \dots$$

Codice	Descrizione	G1	G2	P	Q1	Q2	Q3	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S9	S10	S11	S12	S13	S14	S15	S16	S17	S18	S19	S20	S21	S22	S23	S24	S25	S26	S27	S28	S29	S30	S31	S32	S33	S34	S35	S36	S37	S38	S39	S40	S41	S42	S43	S44	S45	S46	S47	S48	S49	S50	S51	S52	S53	S54	S55	S56	S57	S58	S59	S60	S61	S62	S63	S64	S65	S66	S67	S68	S69	S70	S71	S72	S73	S74	S75	S76	S77	S78	S79	S80	S81	S82	S83	S84	S85	S86	S87	S88	S89	S90	S91	S92	S93	S94	S95	S96	S97	S98	S99	S100	S101	S102	S103	S104	S105	S106	S107	S108	S109	S110	S111	S112	S113	S114	S115	S116	S117	S118	S119	S120	S121	S122	S123	S124	S125	S126	S127	S128	S129	S130	S131	S132	S133	S134	S135	S136	S137	S138	S139	S140	S141	S142	S143	S144	S145	S146	S147	S148	S149	S150	S151	S152	S153	S154	S155	S156	S157	S158	S159	S160	S161	S162	S163	S164	S165	S166	S167	S168	S169	S170	S171	S172	S173	S174	S175	S176	S177	S178	S179	S180	S181	S182	S183	S184	S185	S186	S187	S188	S189	S190	S191	S192	S193	S194	S195	S196	S197	S198	S199	S200	S201	S202	S203	S204	S205	S206	S207	S208	S209	S210	S211	S212	S213	S214	S215	S216	S217	S218	S219	S220	S221	S222	S223	S224	S225	S226	S227	S228	S229	S230	S231	S232	S233	S234	S235	S236	S237	S238	S239	S240	S241	S242	S243	S244	S245	S246	S247	S248	S249	S250	S251	S252	S253	S254	S255	S256	S257	S258	S259	S260	S261	S262	S263	S264	S265	S266	S267	S268	S269	S270	S271	S272	S273	S274	S275	S276	S277	S278	S279	S280	S281	S282	S283	S284	S285	S286	S287	S288	S289	S290	S291	S292	S293	S294	S295	S296	S297	S298	S299	S300	S301	S302	S303	S304	S305	S306	S307	S308	S309	S310	S311	S312	S313	S314	S315	S316	S317	S318	S319	S320	S321	S322	S323	S324	S325	S326	S327	S328	S329	S330	S331	S332	S333	S334	S335	S336	S337	S338	S339	S340	S341	S342	S343	S344	S345	S346	S347	S348	S349	S350	S351	S352	S353	S354	S355	S356	S357	S358	S359	S360	S361	S362	S363	S364	S365	S366	S367	S368	S369	S370	S371	S372	S373	S374	S375	S376	S377	S378	S379	S380	S381	S382	S383	S384	S385	S386	S387	S388	S389	S390	S391	S392	S393	S394	S395	S396	S397	S398	S399	S400	S401	S402	S403	S404	S405	S406	S407	S408	S409	S410	S411	S412	S413	S414	S415	S416	S417	S418	S419	S420	S421	S422	S423	S424	S425	S426	S427	S428	S429	S430	S431	S432	S433	S434	S435	S436	S437	S438	S439	S440	S441	S442	S443	S444	S445	S446	S447	S448	S449	S450	S451	S452	S453	S454	S455	S456	S457	S458	S459	S460	S461	S462	S463	S464	S465	S466	S467	S468	S469	S470	S471	S472	S473	S474	S475	S476	S477	S478	S479	S480	S481	S482	S483	S484	S485	S486	S487	S488	S489	S490	S491	S492	S493	S494	S495	S496	S497	S498	S499	S500	S501	S502	S503	S504	S505	S506	S507	S508	S509	S510	S511	S512	S513	S514	S515	S516	S517	S518	S519	S520	S521	S522	S523	S524	S525	S526	S527	S528	S529	S530	S531	S532	S533	S534	S535	S536	S537	S538	S539	S540	S541	S542	S543	S544	S545	S546	S547	S548	S549	S550	S551	S552	S553	S554	S555	S556	S557	S558	S559	S560	S561	S562	S563	S564	S565	S566	S567	S568	S569	S570	S571	S572	S573	S574	S575	S576	S577	S578	S579	S580	S581	S582	S583	S584	S585	S586	S587	S588	S589	S590	S591	S592	S593	S594	S595	S596	S597	S598	S599	S600	S601	S602	S603	S604	S605	S606	S607	S608	S609	S610	S611	S612	S613	S614	S615	S616	S617	S618	S619	S620	S621	S622	S623	S624	S625	S626	S627	S628	S629	S630	S631	S632	S633	S634	S635	S636	S637	S638	S639	S640	S641	S642	S643	S644	S645	S646	S647	S648	S649	S650	S651	S652	S653	S654	S655	S656	S657	S658	S659	S660	S661	S662	S663	S664	S665	S666	S667	S668	S669	S670	S671	S672	S673	S674	S675	S676	S677	S678	S679	S680	S681	S682	S683	S684	S685	S686	S687	S688	S689	S690	S691	S692	S693	S694	S695	S696	S697	S698	S699	S700	S701	S702	S703	S704	S705	S706	S707	S708	S709	S710	S711	S712	S713	S714	S715	S716	S717	S718	S719	S720	S721	S722	S723	S724	S725	S726	S727	S728	S729	S730	S731	S732	S733	S734	S735	S736	S737	S738	S739	S740	S741	S742	S743	S744	S745	S746	S747	S748	S749	S750	S751	S752	S753	S754	S755	S756	S757	S758	S759	S760	S761	S762	S763	S764	S765	S766	S767	S768	S769	S770	S771	S772	S773	S774	S775	S776	S777	S778	S779	S780	S781	S782	S783	S784	S785	S786	S787	S788	S789	S790	S791	S792	S793	S794	S795	S796	S797	S798	S799	S800	S801	S802	S803	S804	S805	S806	S807	S808	S809	S810	S811	S812	S813	S814	S815	S816	S817	S818	S819	S820	S821	S822	S823	S824	S825	S826	S827	S828	S829	S830	S831	S832	S833	S834	S835	S836	S837	S838	S839	S840	S841	S842	S843	S844	S845	S846	S847	S848	S849	S850	S851	S852	S853	S854	S855	S856	S857	S858	S859	S860	S861	S862	S863	S864	S865	S866	S867	S868	S869	S870	S871	S872	S873	S874	S875	S876	S877	S878	S879	S880	S881	S882	S883	S884	S885	S886	S887	S888	S889	S890	S891	S892	S893	S894	S895	S896	S897	S898	S899	S900	S901	S902	S903	S904	S905	S906	S907	S908	S909	S910	S911	S912	S913	S914	S915	S91
--------	-------------	----	----	---	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	-----

7.5.1.3 Azione di frenamento

AZIONE DI FRENAMENTO (q3)			Tipo di appoggio		
Lunghezza della zona caricata L	m	19.11	Appoggio Fisso solo su questa	forza applicata a quota appoggio ed in corrisp. ruote corsia n.1 (+X)	kN
Categoria di Ponte (mettere 1 o 2):		1	Spalla		205.80 F)
Frenatura totale (cap.5.1.3.5 DM2008)	kN	411.60		Squilibrio applicato a quota appoggio ed in corrisp. ruote corsia n.1 (+Z)	17.44 F)
Squilibrio di frenatura (mettere Si/No):		si			

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



7.5.1.4 Azione centrifuga

AZIONE CENTRIFUGA (q4)						
raggio di curvatura	m	5865.00				
<i>Reazioni dovute ad ogni singola colonna</i>			Q_{ik}		Q_{Vik}	
1° Colonna Q_{1k} (4*150.00 kN)	kN	303.58	$Q_{v,1k}$	kN	0.00	G)
2° Colonna Q_{2k} (4*100.00 kN)	kN	202.39	$Q_{v,2k}$	kN	0.00	G)
3° Colonna Q_{3k} (4*50.00 kN)	kN	101.19	$Q_{v,3k}$	kN	0.00	G)

Agente a quota pavimetazione.

7.5.1.5 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		
Lung. di afferenza vento Impalcato	m	9.38		
Azione vento afferente alla spalla	kN/m	23.45	I-L)	H-L)

7.5.1.6 Azione sismica

Le azioni che l'impalcato trasferisce alla spalla dipendono dalle caratteristiche dei dispositivi stessi ed in particolare dal valore della loro rigidità 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	In Neoprene		
			N		F _{sl} (kN/m)
Sisma totale in senso	F _{sl}	kN	2621.94	Quota di sisma Long. afferente	(+X) 70.62 M3)

SOTTOPASSO SVINCOLO STAZIONE VERONA NORD (PR KM 225+372)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	
	CODIFICA DOCUMENTO AI_4_4_1_RELAZIONE CALCOLO.DOC	FOGLIO 115 DI 166

<i>longitudinale</i>				alla spalla		
agente a quota appoggi con braccio:	h_{Fsl}	m	1.20		Squilibrio (+Z)	5.06 M3)
Squilibrio sisma longitudinale			si			
				0.5		

						F_{st} (kN/m)
<i>Sisma totale in senso trasversale</i>	F_{st}	kN	1310.97	Quota di sisma Trasv. afferente alla spalla	(+Y)	35.31 N3)
agente sopra quota appoggi:	h_{Fst}	m	1.20	Calcola Coefficiente afferenza e scrivi		
				0.5		

						F_{sv} (kN/m)
<i>Sisma totale verticale</i>	F_{sv}	kN	0.00		(+Z)	0.00 O3)

7.5.1.7 Azione di attrito

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

AZIONE DI ATTRITO (q7)

				<i>Tipo di appoggio</i>	(q7.1) kN
Attrito (Struttura Impalcato)				Appoggio Fisso solo su questa Spalla	(+X) 15.61 P1)
				1	

					(q7.2) kN
Attrito (Permanenti portati Impalcato)					(+X) 4.80 P2)

7.5.2 AZIONI RELATIVE ALLA SPALLA

7.5.2.1 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:

$$\gamma_{cls} = 25.0 \text{ kN/m}^2$$

7.5.2.2 Spinta delle terre

7.5.2.2.1 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

SOTTOPASSO SVINCOLO STAZIONE VERONA NORD (PR KM 225+372)		AUTOSTRADA DEL BRENNERO S.P.A.	
		CODIFICA DOCUMENTO AI_4_4_1_RELAZIONE CALCOLO.DOC	FOGLIO 116 DI 166
Spinta del terreno a monte			
	peso di volume	γ kN/m ³	19.00
	angolo di attrito A1+M1	ϕ_{A1+M1} °	35.00
	angolo di attrito A2+M2	ϕ_{A2+M2} °	29.26
COMBINAZIONE A1-M1			
	Coefficiente di spinta a riposo	$k_r = 1 - \text{sen } \phi$	0.426
<i>SPALLA</i>			
	altezza totale della spalla+ 1/2 fondazione	$H_{\text{tot}} =$ m	8.95
A2.a)	pressione massima alla base	$p_1 =$ kN/m ²	72.51
	spinta massima	$S_1 =$ kN/m	-324.50
	agente alla quota da intradosso fondazione	$h_1 =$ m	2.983
<i>RISVOLTO SX</i>			
	altezza totale della spalla+ 1/2 fondazione	$H_{\text{tot}} =$ m	8.95
A2.a)	pressione massima alla base	$p_1 =$ kN/m ²	72.51
	spinta massima	$S_1 =$ kN/m	-324.50
	agente alla quota da intradosso fondazione	$h_1 =$ m	2.983
<i>RISVOLTO DX</i>			
A2.a)	altezza totale della spalla+ 1/2 fondazione	$H_{\text{tot}} =$ m	8.95
	pressione massima alla base	$p_1 =$ kN/m ²	72.51
	spinta massima	$S_1 =$ kN/m	-324.50
	agente alla quota da intradosso fondazione	$h_1 =$ m	2.983
COMBINAZIONE A2-M2			
	Coefficiente di spinta a riposo	$k_r = 1 - \text{sen } \phi$	0.511
<i>SPALLA</i>			
	altezza totale della spalla+ 1/2 fondazione	$H_{\text{tot}} =$ m	8.95
A2.b)	pressione massima alla base	$p_2 =$ kN/m	86.94
	spinta massima	$S_2 =$ kN	-389.08
	agente alla quota da intradosso fondazione	$h_2 =$ m	2.983
<i>RISVOLTO SX</i>			
	altezza totale della spalla+ 1/2 fondazione	$H_{\text{tot}} =$ m	8.95
A2.b)	pressione massima alla base	$p_1 =$ kN/m ²	86.94
	spinta massima	$S_1 =$ kN/m	-389.08
	agente alla quota da intradosso fondazione	$h_1 =$ m	2.983
<i>RISVOLTO DX</i>			
	altezza totale della spalla+ 1/2 fondazione	$H_{\text{tot}} =$ m	8.95
A2.b)	pressione massima alla base	$p_1 =$ kN/m ²	86.94
	spinta massima	$S_1 =$ kN/m	-389.08
	agente alla quota da intradosso fondazione	$h_1 =$ m	2.983

fondazione

7.5.2.2.2 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

SPINTA RELATIVA AL SOVRACCARICO SUL TERRAPIENO

Si considerano due condizioni di carico sul terrapieno

sovraccarico concomitante con impalcato carico	kN/m ²	9.00
sovraccarico concomitante con impalcato scarico	kN/m ²	13.57

COMBINAZIONE A1-M1

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	5.79
	Spinta concomitante con impalcato carico	$S_{2a} =$ kN	-1275.36
	Spinta concomitante con impalcato scarico	$S_{2b} =$ kN	-1923.00
	agente alla quota da intradosso fondazione	$h_1 =$ m	4.48

COMBINAZIONE A2-M2

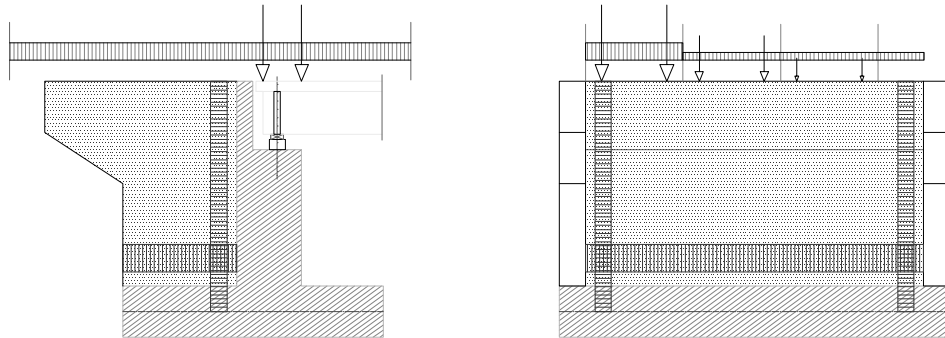
D.b)	pressione concomitante con impalcato carico	$p_{2a} =$ kN/m ²	4.60
E.b)	pressione concomitante con impalcato scarico	$p_{2b} =$ kN/m ²	6.94
	Spinta concomitante con impalcato carico	$S_{2a} =$ kN	-1529.17
	Spinta concomitante con impalcato scarico	$S_{2b} =$ kN	-2305.70
	agente alla quota da intradosso fondazione	$h_1 =$ m	4.48

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

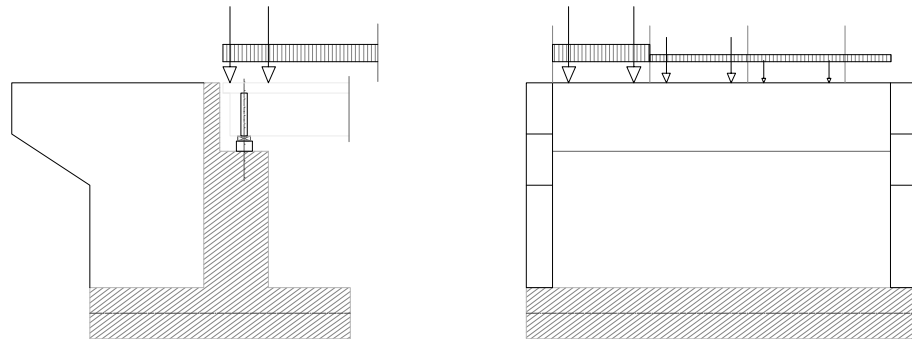
Si sono considerate le seguenti 4 combinazioni relative il sovraccarico (vedasi anche schema grafico):

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

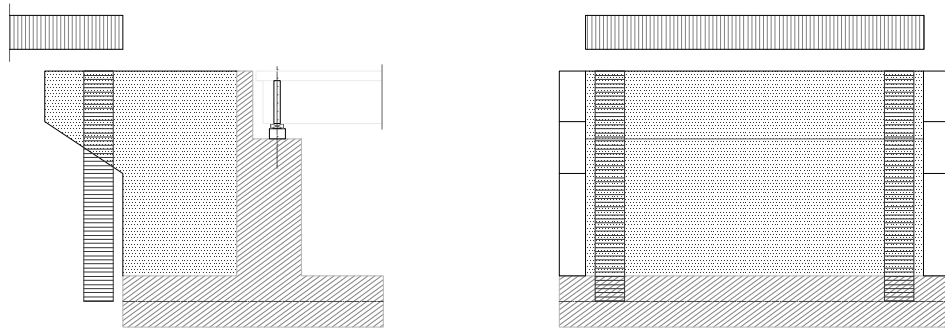
a) Carichi rilevato ed impalcato contemporaneamente (strutt.+pavim.)



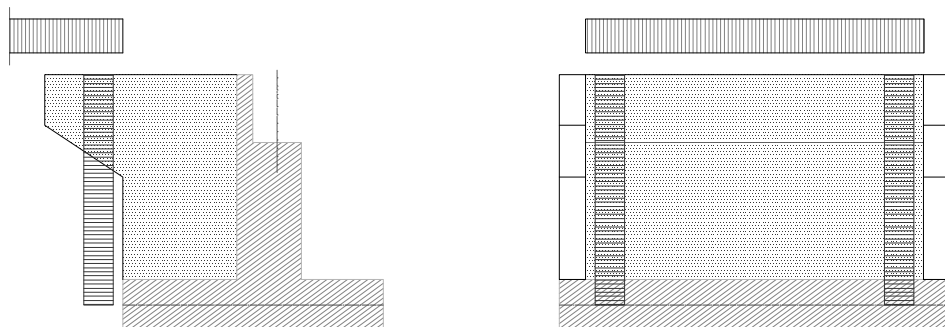
b) Carichi solo impalcato



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



d) Assenza di impalcato



7.5.2.2.3 Spinta relativa al terreno di valle

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

7.5.2.2.4 Carico sulla platea fondazione

CARICO SULLA PLATEA FONDAZIONE

SPALLA

	altezza totale della spalla	$H_{tot} =$	m	1.45
A2.a- A2.b)	pressione sulla fondazione - Terra	$p_t =$	kN/m ²	27.55
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	5.40
A2.a- A2.b)	pressione sulla fondazione - Terra	$p_t =$	kN/m ²	102.60
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	5.40
A2.a- A2.b)	pressione sulla fondazione - Terra	$p_t =$	kN/m ²	102.60
D.a-D.b)	pressione sulla fondazione - Sovraccarico (a)	$p_Q =$	kN/m ²	9.00

7.5.2.3 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	3.40
Pressione del vento (kN/m ²)	$p_v =$	250
Azione del vento sulla spalla (kN/m)	$q_v =$	8.50

7.5.2.4 Azione sismica

7.5.2.4.1 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

SPALLA

M1b	Pressione applicata sul fusto	$S_{iT} = \gamma * B_{post} * k_h =$	kN/m ²	5.43
	Momento in asse platea	$M_{iTt} =$	kNm/m	216.11
<i>RISVOLTO SX</i>				
N1bsx	Pressione applicata sul risvolto	$S_{iT} = \gamma * B_{post} * k_h =$	kN/m ²	0.00
	Momento in asse platea	$M_{iTt} =$	kNm/m	0.00
<i>RISVOLTO DX</i>				
N1bdx	Pressione applicata sul risvolto	$S_{iT} = \gamma * B_{post} * k_h =$	kN/m ²	0.00
	Momento in asse platea	$M_{iTt} =$	kNm/m	0.00

7.5.2.4.2 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:

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

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 sovraspinta 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)	$k_a = \text{tg}^2 (45^\circ - \phi/2) =$	0.271
coefficiente di spinta attiva (M2)	$k_a = \text{tg}^2 (45^\circ - \phi/2) =$	0.343

Spinta Terreno Sismico

SPALLA

	altezza totale della spalla+ 1/2 fondazione	$H_{tot} =$	m	8.95
A2.c)	(M1) pressione sismica massima alla base	$p_{is} (M1) =$	kN/m ²	46.08
	(M1) spinta totale	$S_{is} (M1) =$	kN/m	206.22
A2.d)	(M2) pressione sismica massima alla base	$p_{is} (M2) =$	kN/m ²	58.40
	(M2) spinta totale agente alla quota da intradosso fondazione	$S_{is} (M2) =$	kN/m	261.35
	altezza totale della spalla+ 1/2 fondazione	$h_{1s} =$	m	2.983
<i>RISVOLTO SX</i>				
	altezza totale della spalla+ 1/2 fondazione	$H_{tot} =$	m	8.95
A2.c)	(M1) pressione sismica massima alla base	$p_{is} (M1) =$	kN/m ²	46.08
	(M1) spinta totale	$S_{is} (M1) =$	kN/m	206.22
A2.d)	(M2) pressione sismica massima alla base	$p_{is} (M2) =$	kN/m ²	58.40

	(M2) spinta totale agente alla quota da intradosso fondazione	$S_{1s} (M2) =$ kN/m	261.35
		$h_{1s} =$ m	2.983
	RISVOLTO DX		
	altezza totale della spalla+ 1/2 fondazione	$H_{tot} =$ m	8.95
A2.c)	(M1) pressione sismica massima alla base	$p_{1s} (M1) =$ kN/m ²	46.08
	(M1) spinta totale	$S_{1s} (M1) =$ kN/m	206.22
A2.d)	(M2) pressione sismica massima alla base	$p_{1s} (M2) =$ kN/m ²	58.40
	(M2) spinta totale agente alla quota da intradosso fondazione	$S_{1s} (M2) =$ kN/m	261.35
		$h_{1s} =$ m	2.983

L'incremento sismico delle spinte dovute al terreno risulta:

1) SPALLA

Approccio 1 - combinazione M1

		pd	kN/m ²	30.386
			kN/m ²	
		Ed =	kN/m	54.846
			kN/m	
	altezza muro+ 1/2 fondazione	H =	m	3.61
M-N 2A.+)	incremento di spinta sismico	Dpd = pd - p1s =	kN/m ²	-15.696
M-N 2A.-)				
O 2A.+)				
O 2A.-)				

Approccio 1 - combinazione M2

		pd	kN/m ²	37.170
			kN/m ²	
		Ed =	kN/m	67.093
			kN/m	
	altezza muro+ 1/2 fondazione	H =	m	3.61
M-N 2B.+)	incremento di spinta sismico	Dpd = pd - p1s =	kN/m ²	-21.232
M-N 2B.-)				
O 2B.+)				
O 2B.-)				

2) RISVOLTO SX

Approccio 1 - combinazione M1

		pd	kN/m ²	75.332
			kN/m ²	
		Ed =	kN/m	337.113
			kN/m	
	altezza risvolto sx+ 1/2 fondazione	H =	m	8.95
M-N 2A.+)	incremento di spinta sismico	Dpd = pd - p1s =	kN/m ²	29.251
M-N 2A.-)				
O 2A.+)				
O 2A.-)				

Approccio 1 - combinazione M2

		pd	kN/m ²	92.154
			kN/m ²	
		Ed =	kN/m	412.388
			kN/m	
	altezza risolto sx+ 1/2 fondazione	H =	m	8.95
M-N 2B.+)	incremento di spinta sismico	Dpd = pd - p1s =	kN/m ²	33.751
M-N 2B.-)				
O 2B.+)				
O 2B.-)				

3) RISVOLTO DX

Approccio 1 - combinazione M1

		pd	kN/m ²	82.571
			kN/m ²	
		Ed =	kN/m	405.011
			kN/m	
	altezza risolto sx+ 1/2 fondazione	H =	m	9.81
M-N 2A.+)	incremento di spinta sismico	Dpd = pd - p1s =	kN/m ²	36.489
M-N 2A.-)				
O 2A.+)				
O 2A.-)				

Approccio 1 - combinazione M2

		pd	kN/m ²	101.009
			kN/m ²	
		Ed =	kN/m	495.447
			kN/m	
	altezza risolto sx+ 1/2 fondazione	H =	m	9.81
M-N 2B.+)	incremento di spinta sismico	Dpd = pd - p1s =	kN/m ²	42.606
M-N 2B.-)				
O 2B.+)				
O 2B.-)				

7.6 SOLLECITAZIONI

Le sollecitazioni afferenti ai vari elementi strutturali si sono estrapolate dal programma di calcolo: si riportano di seguito le tabelle riassuntive delle sollecitazioni massime afferenti ai singoli elementi strutturali, per le combinazioni di carico significative (vedasi capitolo 6.4.1.2).

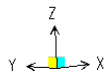
7.6.1 SOLLECITAZIONI MICROPALI DI FONDAZIONE

Si riporta di seguito lo schema della numerazione dei pali individuata nel programma di calcolo.



64	63	62	61	60	59	58	57	56	55	54	53	52	51	50	49	48	47	46	45	44	43	42	41	40	39	38	37	36	35	34	33	32	31	30	29	28	27	26	25	24	23	22	21	20	19	18	17	16	15	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																							
91	90	89	88	87	86	85	84	83	82	81	80	79	78	77	76	75	74	73	72	71	70	69	68	67	66	65	64	63	62	61	60	59	58	57	56	55	54	53	52	51	50	49	48	47	46	45	44	43	42	41	40	39	38	37	36	35	34	33	32	31	30	29	28	27	26	25	24	23	22	21	20	19	18	17	16	15	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																												
181	180	179	178	177	176	175	174	173	172	171	170	169	168	167	166	165	164	163	162	161	160	159	158	157	156	155	154	153	152	151	150	149	148	147	146	145	144	143	142	141	140	139	138	137	136	135	134	133	132	131	130	129	128	127	126	125	124	123	122	121	120	119	118	117	116	115	114	113	112	111	110	109	108	107	106	105	104	103	102	101	100	99	98	97	96	95	94	93	92	91	90	89	88	87	86	85	84	83	82	81	80	79	78	77	76	75	74	73	72	71	70	69	68	67	66	65	64	63	62	61	60	59	58	57	56	55	54	53	52	51	50	49	48	47	46	45	44	43	42	41	40	39	38	37	36	35	34	33	32	31	30	29	28	27	26	25	24	23	22	21	20	19	18	17	16	15	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																		
204	203	202	201	200	199	197	191	1234	1235	1236	1237	1238	1239	1240	1241	1242	1243	1244	1245	1246	1247	1248	1249	1250	1251	1252	1253	1254	1255	1256	1257	1258	1259	1260	1261	1262	1263	1264	1265	1266	1267	1268	1269	1270	1271	1272	1273	1274	1275	1276	1277	1278	1279	1280	1281	1282	1283	1284	1285	1286	1287	1288	1289	1290	1291	1292	1293	1294	1295	1296	1297	1298	1299	1300	1301	1302	1303	1304	1305	1306	1307	1308	1309	1310	1311	1312	1313	1314	1315	1316	1317	1318	1319	1320	1321	1322	1323	1324	1325	1326	1327	1328	1329	1330	1331	1332	1333	1334	1335	1336	1337	1338	1339	1340	1341	1342	1343	1344	1345	1346	1347	1348	1349	1350	1351	1352	1353	1354	1355	1356	1357	1358	1359	1360	1361	1362	1363	1364	1365	1366	1367	1368	1369	1370	1371	1372	1373	1374	1375	1376	1377	1378	1379	1380	1381	1382	1383	1384	1385	1386	1387	1388	1389	1390	1391	1392	1393	1394	1395	1396	1397	1398	1399	1400	1401	1402	1403	1404	1405	1406	1407	1408	1409	1410	1411	1412	1413	1414	1415	1416	1417	1418	1419	1420	1421	1422	1423	1424	1425	1426	1427	1428	1429	1430	1431	1432	1433	1434	1435	1436	1437	1438	1439	1440	1441	1442	1443	1444	1445	1446	1447	1448	1449	1450	1451	1452	1453	1454	1455	1456	1457	1458	1459	1460	1461	1462	1463	1464	1465	1466	1467	1468	1469	1470	1471	1472	1473	1474	1475	1476	1477	1478	1479	1480	1481	1482	1483	1484	1485	1486	1487	1488	1489	1490	1491	1492	1493	1494	1495	1496	1497	1498	1499	1500	1501	1502	1503	1504	1505	1506	1507	1508	1509	1510	1511	1512	1513	1514	1515	1516	1517	1518	1519	1520	1521	1522	1523	1524	1525	1526	1527	1528	1529	1530	1531	1532	1533	1534	1535	1536	1537	1538	1539	1540	1541	1542	1543	1544	1545	1546	1547	1548	1549	1550	1551	1552	1553	1554	1555	1556	1557	1558	1559	1560	1561	1562	1563	1564	1565	1566	1567	1568	1569	1570	1571	1572	1573	1574	1575	1576	1577	1578	1579	1580	1581	1582	1583	1584	1585	1586	1587	1588	1589	1590	1591	1592	1593	1594	1595	1596	1597	1598	1599	1600	1601	1602	1603	1604	1605	1606	1607	1608	1609	1610	1611	1612	1613	1614	1615	1616	1617	1618	1619	1620	1621	1622	1623	1624	1625	1626	1627	1628	1629	1630	1631	1632	1633	1634	1635	1636	1637	1638	1639	1640	1641	1642	1643	1644	1645	1646	1647	1648	1649	1650	1651	1652	1653	1654	1655	1656	1657	1658	1659	1660	1661	1662	1663	1664	1665	1666	1667	1668	1669	1670	1671	1672	1673	1674	1675	1676	1677	1678	1679	1680	1681	1682	1683	1684	1685	1686	1687	1688	1689	1690	1691	1692	1693	1694	1695	1696	1697	1698	1699	1700	1701	1702	1703	1704	1705	1706	1707	1708	1709	1710	1711	1712	1713	1714	1715	1716	1717	1718	1719	1720	1721	1722	1723	1724	1725	1726	1727	1728	1729	1730	1731	1732	1733	1734	1735	1736	1737	1738	1739	1740	1741	1742	1743	1744	1745	1746	1747	1748	1749	1750	1751	1752	1753	1754	1755	1756	1757	1758	1759	1760	1761	1762	1763	1764	1765	1766	1767	1768	1769	1770	1771	1772	1773	1774	1775	1776	1777	1778	1779	1780	1781	1782	1783	1784	1785	1786	1787	1788	1789	1790	1791	1792	1793	1794	1795	1796	1797	1798	1799	1800	1801	1802	1803	1804	1805	1806	1807	1808	1809	1810	1811	1812	1813	1814	1815	1816	1817	1818	1819	1820	1821	1822	1823	1824	1825	1826	1827	1828	1829	1830	1831	1832	1833	1834	1835	1836	1837	1838	1839	1840	1841	1842	1843	1844	1845	1846	1847	1848	1849	1850	1851	1852	1853	1854	1855	1856	1857	1858	1859	1860	1861	1862	1863	1864	1865	1866	1867	1868	1869	1870	1871	1872	1873	1874	1875	1876	1877	1878	1879	1880	1881	1882	1883	1884	1885	1886	1887	1888	1889	1890	1891	1892	1893	1894	1895	1896	1897	1898	1899	1900	1901	1902	1903	1904	1905	1906	1907	1908	1909	1910	1911	1912	1913	1914	1915	1916	1917	1918	1919	1920	1921	1922	1923	1924	1925	1926	1927	1928	1929	1930	1931	1932	1933	1934	1935	1936	1937	1938	1939	1940	1941	1942	1943	1944	1945	1946	1947	1948	1949	1950	1951	1952	1953	1954	1955	1956	1957	1958	1959	1960	1961	1962	1963	1964	1965	1966	1967	1968	1969	1970	1971	1972	1973	1974	1975	1976	1977	1978	1979	1980	1981	1982	1983	1984	1985	1986	1987	1988	1989	1990	1991	1992	1993	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000

Figura 7.7 Spalla - Micropali di fondazione paragliaia.



2752	2753	2754	2755	2756	2757	2758	2759	2760	2761	2762	2763	2764	2765	2766	2767	2768	2769	2770	2771	2772	2773	2774	2775	2776	2777	2778	2779	2780	2781	2782	2783	2784	2785	2786	2787	2788	2789	2790	2791	2792	2793	2794	2795	2796	2797	2798	2799	2800	2801	2802	2803	2804	2805	2806	2807	2808	2809	2810	2811	2812	2813	2814	2815	2816	2817	2818	2819	2820	2821	2822	2823	2824	2825	2826	2827	2828	2829	2830	2831	2832	2833	2834	2835	2836	2837	2838	2839	2840	2841	2842	2843	2844	2845	2846	2847	2848	2849	2850	2851	2852	2853	2854	2855	2856	2857	2858	2859	2860	2861	2862	2863	2864	2865	2866	2867	2868	2869	2870	2871	2872	2873	2874	2875	2876	2877	2878	2879	2880	2881	2882	2883	2884	2885	2886	2887	2888	2889	2890	2891	2892	2893	2894	2895	2896	2897	2898	2899	2900	2901	2902	2903	2904	2905	2906	2907	2908	2909	2910	2911	2912	2913	2914	2915	2916	2917	2918	2919	2920	2921	2922	2923	2924	2925	2926	2927	2928	2929	2930	2931	2932	2933	2934	2935	2936	2937	2938	2939	2940	2941	2942	2943	2944	2945	2946	2947	2948	2949	2950	2951	2952	2953	2954	2955	2956	2957	2958	2959	2960	2961	2962	2963	2964	2965	2966	2967	2968	2969	2970	2971	2972	2973	2974	2975	2976	2977	2978	2979	2980	2981	2982	2983	2984	2985	2986	2987	2988	2989	2990	2991	2992	2993	2994	2995	2996	2997	2998	2999	3000
------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------

Figura 7.8 Spalla - Micropali di consolidamento del Fusto esistente (muro a gravità).



2872	2873	2874	2875	2876	2877	2878	2879	2880	2881	2882	2883	2884	2885	2886	2887	2888	2889	2890	2891	2892	2893	2894	2895	2896	2897	2898	2899	2900	2901	2902	2903	2904	2905	2906	2907	2908	2909	2910	2911	2912	2913	2914	2915	2916	2917	2918	2919	2920	2921	2922	2923	2924	2925	2926	2927	2928	2929	2930	2931	2932	2933	2934	2935	2936	2937	2938	2939	2940	2941	2942	2943	2944	2945	2946	2947	2948	2949	2950	2951	2952	2953	2954	2955	2956	2957	2958	2959	2960	2961	2962	2963	2964	2965	2966	2967	2968	2969	2970	2971	2972	2973	2974	2975	2976	2977	2978	2979	2980	2981	2982	2983	2984	2985	2986	2987	2988	2989	2990	2991	2992	2993	2994	2995	2996	2997	2998	2999	3000
------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------

Figura 7.9 Spalla - Micropali del fusto nuovo e dell'accenno di risvolto - lato destro

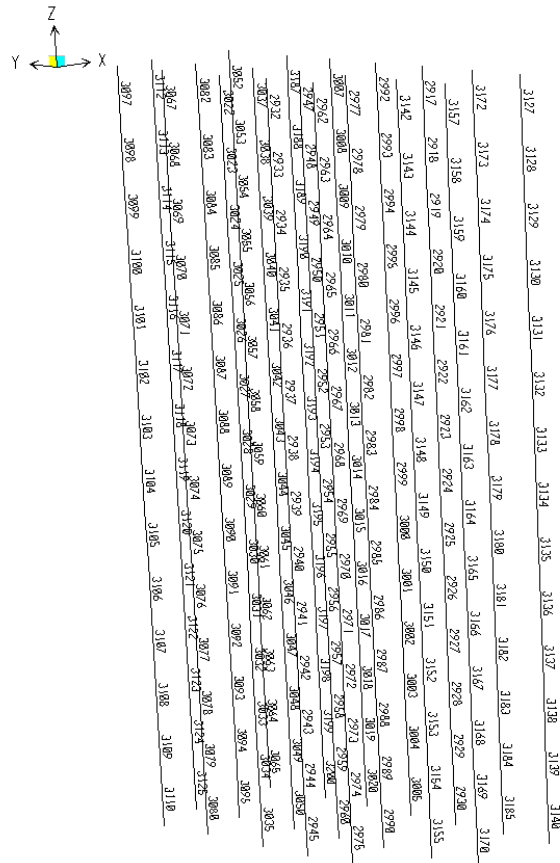


Figura 7.10 Spalla - Micropali del fusto nuovo e dell'accenno di risvolto - lato sinistro

7.6.1.1 Stati limite ultimi struttura: a1+m1

Consolidamento fusto esistente

N	M	T	descrizione	elemento
-33.23	6.02	1.80	M2max	202
-30.48	21.86	25.17	M2min	204
-79.77	38.34	42.85	M3max	64
-16.64	23.67	27.13	M3min	204
-16.37	22.42	25.89	Pmin Comp.	204
-85.26	3.21	4.57	Pmax Comp.	61
-79.77	38.34	42.85	smax	64
-30.76	22.99	25.17	smin	204
-81.14	0.24	42.85	V2max	64
-31.85	0.85	25.17	V3max	204

Massimo sforzo di taglio ottenuto per quadratura:

V2	-42.78	22.1
		6

V3	-2.37	11.9
elemento	64	3
		204
quadratura V2+V3	42.85	25.1
		7

Fondazione paraghiaia

N	M	T	descrizione	elemento
-100.28	15.29	16.86	M2max	818
-74.30	12.05	12.80	M2min	2665
-101.27	26.88	29.34	M3max	2755
-77.02	15.83	16.84	M3min	818
-51.89	2.17	2.21	Pmin Comp.	848
-125.19	0.30	0.60	Pmax Comp.	2758
-101.27	26.88	29.34	smax	2755
-98.86	14.78	16.86	smin	818

-101.27	26.88	29.34	V2max	2755
-100.28	15.29	16.86	V3max	818

Massimo sforzo di taglio ottenuto per quadratura:

V2	29.3	
	3	-15.67
V3	-0.69	6.21
elemento	2755	818
	29.3	
quadratura V2+V3	4	16.86

Fondazione fusto nuovo e accenno di risvolto – lato destro

N	M	T	descrizione	elemento
-80.09	9.46	10.47	M2max	2872
-79.74	10.63	11.32	M2min	2827
-85.41	26.67	29.18	M3max	2902
-88.46	7.31	4.80	M3min	2903
-42.81	10.09	11.24	Pmin Comp.	2902
-175.33	0.00	0.00	Pmax Comp.	2870
-85.41	26.67	29.18	smax	2902
-156.45	7.22	10.47	smin	2858

-85.41	26.67	29.18	V2max	2902
-80.09	9.46	10.47	V3max	2872

Massimo sforzo di taglio ottenuto per quadratura:

V2	29.17	8.69
V3	-0.79	5.84
elemento	2902	2872
quadratura V2+V3	29.18	10.47

Fondazione fusto nuovo e accenno di risvolto – lato sinistro

N	M	T	descrizione	elemento
-89.84	19.63	21.19	M2max	3097
-70.63	7.97	5.02	M2min	3098
-105.98	7.88	4.94	M3max	3113
-102.93	28.02	30.96	M3min	3112
-38.45	20.30	22.56	Pmin Comp.	3097
-172.75	0.06	0.14	Pmax Comp.	3059
-95.70	7.32	30.96	smax	3157
-159.86	26.59	21.19	smin	3052
-102.93	28.02	30.96	V2max	3112
-89.84	19.63	21.19	V3max	3097

Massimo sforzo di taglio ottenuto per quadratura:

V2	-29.51	-17.75
V3	9.37	11.58
elemento	3112	3097
quadratura V2+V3	30.96	21.19

Massimo N per la verifica a punzonamento – micropali sotto platea paraghiaia

N	M	descrizione	elemento
-125.19	0.30	Pmax comp.	2758

Massimo N per la verifica a punzonamento – micropali sotto fondazione fusto nuovo e accenno di risvolti

N	M	descrizione	elemento
-172.75	0.06	Pmax comp.	3059

7.6.1.2 Stati limite ultimi geotecnica: a2+m1

Fondazione paraghiaia

N	M	descrizione	elemento
-15.99	9.72	M2max	202
-16.83	32.22	M2min	204
-14.32	10.52	M3max	202
-18.96	32.11	M3min	204
-12.09	39.04	Pmin Comp.	196

-79.22	0.00	Pmax Comp.	1247
-14.32	10.52	smax	202
-12.29	40.11	smin	204
-13.30	0.78	V2max	204
-14.98	0.86	V3max	204

Consolidamento fusto esistente

N	M	descrizione	elemento
-69.54	13.64	M2max	2755
-80.03	7.48	M2min	819
-80.02	7.98	M3max	819
-60.86	30.00	M3min	818
-53.77	16.04	Pmin Comp.	863
-109.91	0.00	Pmax Comp.	2768
-63.12	7.86	smax	819
-77.76	29.35	smin	818

-60.86	30.00	V2max	818
-77.77	27.56	V3max	818

Fondazione fusto nuovo e accenno di risvolto – lato destro

N	M	descrizione	elemento
-72.34	15.92	M2max	2872
-74.60	3.97	M2min	2873
-47.49	6.73	M3max	2858
-55.64	25.07	M3min	2857
-43.16	24.36	Pmin Comp.	2827
-134.70	0.00	Pmax Comp.	2885
-48.92	6.56	smax	2798
-103.52	24.14	smin	2872

Fondazione fusto nuovo e accenno di risvolto – lato sinistro

N	M	descrizione	elemento
-56.87	24.09	M2max	3097
-39.13	9.12	M2min	3098
-78.54	9.11	M3max	3113
-76.28	32.45	M3min	3112
-30.29	30.02	Pmin Comp.	2962
-156.22	0.00	Pmax Comp.	3065
-33.33	8.66	smax	3098
-123.24	31.00	smin	3052

7.6.1.3 Condizione sismica struttura: a1+m1

Fondazione paraghiaia

N	M	T	descrizione	elemento
-80.45	95.02	106.26	M2max	64
-15.04	45.15	50.09	M2min	204
-133.06	161.08	181.28	M3max	64
48.44	75.80	86.58	M3min	204
48.81	75.34	86.25	Pmax Traz.	196
-137.66	13.57	19.41	Pmax Comp.	67
-133.06	161.08	181.56	smax	64
48.22	76.29	106.46	smin	204

-134.08	2.20	181.56	V2max	64
-81.47	0.81	106.46	V3max	64

Massimo sforzo di taglio ottenuto per quadratura:

V2	-179.82	-92.15
V3	-25.06	-53.31
elemento	64	64
quadratura V2+V3	181.56	106.4 6

Consolidamento fusto esistente

N	M	T	descrizione	elemento
-61.64	53.53	57.26	M2max	818
-70.38	52.22	55.44	M2min	2680
-34.64	114.54	124.96	M3max	2710
-94.67	40.83	45.71	M3min	818
-23.44	65.60	72.28	Pmin Comp.	818
-102.87	1.86	4.45	Pmax Comp.	821
-33.28	113.71	125.26	smax	2695
-94.67	40.83	55.65	smin	818

-35.77	10.57	125.26	V2max	2710
-71.51	3.33	55.65	V3max	2680

Massimo sforzo di taglio ottenuto per quadratura:

V2	124.0 2	27.73
V3	-17.60	-48.25
elemento	2710	2680
quadratura V2+V3	125.2 6	55.65

Fondazione fusto nuovo e accenno di risvolto – lato destro

N	M	T	descrizione	elemento
-10.66	61.31	65.97	M2max	2872
-76.65	51.42	54.73	M2min	2827
46.99	111.75	122.26	M3max	2902
53.47	37.69	42.62	M3min	2857
74.05	105.22	115.41	Pmax Traz.	2872
-247.69	0.00	0.22	Pmax Comp.	2840
48.27	110.50	122.56	smax	2902
-171.25	37.97	54.94	smin	2872
45.86	10.66	122.56	V2max	2902
-77.78	3.42	54.94	V3max	2827

Massimo sforzo di taglio ottenuto per quadratura:

V2	121.35	26.60
V3	-17.20	-48.08
elemento	2902	2827
quadratura V2+V3	122.56	54.94

Fondazione fusto nuovo e accenno di risvolto – lato sinistro

N	M	T	descrizione	elemento
-133.95	51.81	55.51	M2max	3067
-67.95	43.15	45.73	M2min	3127
46.32	71.19	78.74	M3max	3127
-161.90	41.13	46.02	M3min	3127
89.07	39.65	45.65	Pmax Traz.	3052
-229.01	0.12	0.48	Pmax Comp.	2969
46.32	71.19	79.05	smax	3127
-161.90	41.13	54.74	smin	3127
45.19	7.79	79.05	V2max	3127
-143.52	3.95	54.74	V3max	3097

Massimo sforzo di taglio ottenuto per quadratura:

V2	77.93	20.55
V3	13.26	50.74
elemento	3127	3097
quadratura V2+V3	79.05	54.74

Massimo N per la verifica a punzonamento – micropali sotto platea paraghiaia

N	M	descrizione	elemento
-137.66	13.57	Pmax Comp.	67

Massimo N per la verifica a punzonamento – micropali sotto fondazione fusto nuovo e accenno di risvolti

N	M	descrizione	elemento
-247.69	0.00	Pmax Comp.	2840

7.6.1.4 Condizione sismica geotecnica: a2+m1

Fondazione paraghiaia

N	M	descrizione	elemento
-76.19	77.65	M2max	64
-10.12	44.42	M2min	136
-128.80	141.40	M3max	64
47.42	92.06	M3min	64
48.63	88.79	Pmax Traz.	136
-152.82	0.00	Pmax Comp.	939
-128.80	141.40	smax	64
47.42	92.06	smin	64
-129.82	2.12	V2max	64
-77.21	0.72	V3max	64

Consolidamento fusto esistente

N	M	descrizione	elemento
-54.42	53.37	M2max	2755
-71.76	44.47	M2min	2680
-36.07	96.76	M3max	2695
-95.76	54.93	M3min	2755
-25.08	52.01	Pmin Comp.	2755
-115.82	0.00	Pmax Comp.	2768
-34.69	96.20	smax	2695
-98.49	54.67	smin	2755
-37.19	9.30	V2max	2710
-72.89	2.83	V3max	2680

Fondazione fusto nuovo e accenno di risvolto – lato destro

N	M	descrizione	elemento
-36.46	52.84	M2max	2902
-69.46	43.98	M2min	2827
41.18	94.24	M3max	2902
-162.27	54.89	M3min	2902
64.31	88.59	Pmax Traz.	2872
-240.50	0.00	Pmax Comp.	2840
42.46	93.26	smax	2902
-163.55	54.32	smin	2902

Fondazione fusto nuovo e accenno di risvolto – lato sinistro

N	M	descrizione	elemento
-121.07	49.09	M2max	3022
-74.00	43.38	M2min	3127
40.27	58.74	M3max	3127
-167.96	53.11	M3min	3127
77.47	30.06	Pmax Traz.	3052
-234.43	0.00	Pmax Comp.	3065
40.27	58.74	smax	3127
-167.96	53.11	smin	3127

7.6.2 SOLLECITAZIONI FUSTO DI NUOVA COSTRUZIONE

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

1984 1991	1914	1925	1936	1947	1958	1969
1971 1990	1913	1924	1935	1946	1957	1968
1971 1989	1912	1923	1934	1945	1956	1967
1971 1988	1911	1922	1933	1944	1955	1966
1974 1987	1910	1921	1932	1943	1954	1965
1978 1986	1909	1920	1931	1942	1953	1964
1971 1985	1908	1919	1930	1941	1952	1963
1971 1984	1907	1918	1929	1940	1951	1962
1972 1983	1906	1917	1928	1939	1950	1961
1971 1982	1905	1916	1927	1938	1949	1960
1978 1981	1904	1915	1926	1937	1948	1959

Figura 7.11 Spalla - Fusto di nuova costruzione – lato destro.

1760	1771	1782	1793	1804	1815	1826	1837	1848	1859	1870	1881
1759	1770	1781	1792	1803	1814	1825	1836	1847	1858	1869	1880
1758	1769	1780	1791	1802	1813	1824	1835	1846	1857	1868	1879
1757	1768	1779	1790	1801	1812	1823	1834	1845	1856	1867	1878
1756	1767	1778	1789	1800	1811	1822	1833	1844	1855	1866	1877
1755	1766	1777	1788	1799	1810	1821	1832	1843	1854	1865	1876
1754	1765	1776	1787	1798	1809	1820	1831	1842	1853	1864	1875
1753	1764	1775	1786	1797	1808	1819	1830	1841	1852	1863	1874
1752	1763	1774	1785	1796	1807	1818	1829	1840	1851	1862	1873
1751	1762	1773	1784	1795	1806	1817	1828	1839	1850	1861	1872
1750	1761	1772	1783	1794	1805	1816	1827	1838	1849	1860	1871

Figura 7.12 Spalla - Fusto di nuova costruzione – lato sinistro.

7.6.2.1 Stati limite ultimi struttura: a1+m1

Fusto di nuova costruzione – lato destro

Direzione 1

N	M	descrizione	elem.
343.0	213.6	M1max	1914
2.9	-145.2	M1min	1969
432.4	148.5	F1max Traz.	1914
-206.8	-28.6	F1max Comp.	1979

Direzione 2

N	M	descrizione	elem.
-432.8	178.7	M2max	1970
456.3	-233.2	M2min	1963
754.1	53.2	F2max Traz.	1990
-495.7	139.5	F2max Comp.	1970

Sollecitazione di taglio

	158.4	
V₁₃	4	-95.72
V₂₃	-50.14	-259.67
elemento	1969	1914

Fusto di nuova costruzione – lato sinistro

Direzione 1

N	M	descrizione	elem.
-117.3	134.6	M1max	1880
55.9	-310.4	M1min	1804
394.0	56.4	F1max Traz.	1859
-287.4	21.0	F1max Comp.	1880

Direzione 2

N	M	descrizione	elem.
-210.7	217.7	M2max	1750
-19.3	-376.5	M2min	1865
648.6	-89.7	F2max Traz.	1879
-592.8	-65.9	F2max Comp.	1860

Sollecitazione di taglio

V₁₃	553.90	76.01
V₂₃	-283.48	-547.68
elemento	1859	1880

7.6.2.2 Condizione sismica struttura: a1+m1

Fusto di nuova costruzione – lato destro

Direzione 1

N	M	descrizione	elem.
341.6	528.8	M1max	1914
54.8	-200.6	M1min	1936
491.6	222.3	F1max Traz.	1914
-484.3	-116.2	F1max Comp.	1970

Direzione 2

N	M	descrizione	elem.
-440.2	388.3	M2max	1970
403.0	-249.0	M2min	1964
1031.2	229.4	F2max Traz.	1990
-477.1	106.2	F2max Comp.	1969

Sollecitazione di taglio

V₁₃	352.4	-132.70
	1	
V₂₃	306.3	-323.90
	9	
elemento	1914	1914

Fusto di nuova costruzione – lato sinistro

Direzione 1

N	M	descrizione	elem.
178.6	436.1	M1max	1848
94.2	-429.2	M1min	1815
520.8	141.9	F1max Traz.	1859
-571.3	-185.5	F1max Comp.	1871

Direzione 2

N	M	descrizione	elem.
751.6	426.0	M2max	1869
239.8	-468.1	M2min	1880
1001.1	125.1	F2max Traz.	1879
-726.6	-129.1	F2max Comp.	1871

Sollecitazione di taglio

V₁₃	552.65	74.60
V₂₃	-229.65	-498.22
elemento	1859	1880

7.6.3 SOLLECITAZIONI MURI ACCENNO DI RISVOLTO

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

2633	2630
2632	2629
2631	2628

1903	1892
1902	1891
1901	1890
1900	1889
1899	1888
1898	1887
1897	1886
1896	1885
1895	1884
1894	1883
1893	1882



Figura 7.13 Spalla - Accenno di risvolto – lato destro.

2588	2591
2587	2590
2586	2589

1738	1749
1737	1748
1736	1747
1735	1746
1734	1745
1733	1744
1732	1743
1731	1742
1730	1741
1729	1740
1728	1739

Figura 7.14 Spalla - Accenno di risvolto – lato sinistro.

7.6.3.1 Stati limite ultimi struttura: a1+m1

Accenno di risvolto – lato destro

Direzione 1

N	M	descrizione	elem.
18.0	57.0	M1max	1885
-34.5	-34.0	M1min	2633
115.6	11.9	F1max Traz.	1892
-88.8	-0.8	F1max Comp.	2628

Direzione 2

N	M	descrizione	elem.
-92.5	109.8	M2max	2630
78.3	-112.9	M2min	2630
289.2	14.2	F2max Traz.	1903
-142.5	-3.1	F2max Comp.	2628

Sollecitazione di taglio

V₁₃	86.98	-2.70
	134.5	
V₂₃	9	-128.23
elemento	2630	2630

Accenno di risvolto – lato sinistro

Direzione 1

N	M	descrizione	elem.
34.6	48.9	M1max	1743
4.5	-38.4	M1min	2588
147.4	29.0	F1max Traz.	1749
-300.2	10.6	F1max Comp.	1749

Direzione 2

N	M	descrizione	elem.
-64.5	112.1	M2max	2591
49.7	-110.0	M2min	2591
448.5	22.2	F2max Traz.	1738
-307.0	-8.8	F2max Comp.	1737

Sollecitazione di taglio

	61.2	
V₁₃	0	61.20
V₂₃	3.20	-64.71
elemento	2591	2591

7.6.3.2 Condizione sismica struttura: a1+m1

Accenno di risvolto – lato destro

Direzione 1

N	M	descrizione	elem.
-74.0	41.0	M1max	1882
-98.1	-31.2	M1min	1892
166.6	9.5	F1max Traz.	1892
-109.0	-25.2	F1max Comp.	1892

Direzione 2

N	M	descrizione	elem.
659.6	55.2	M2max	1903
138.8	-24.3	M2min	1893
670.7	29.4	F2max Traz.	1903
-395.1	-11.1	F2max Comp.	1903

Sollecitazione di taglio

	46.45	43.00
V₁₃		
V₂₃	-20.13	-76.28
elemento	1892	2628

Accenno di risvolto – lato sinistro

Direzione 1

N	M	descrizione	elem.
-124.8	44.0	M1max	1738
103.4	-25.7	M1min	2586
241.6	25.4	F1max Traz.	1749
-372.1	-20.1	F1max Comp.	1749

Direzione 2

N	M	descrizione	elem.
779.1	79.1	M2max	1738
-507.1	-41.2	M2min	1738
817.6	51.8	F2max Traz.	1738
-534.4	-26.9	F2max Comp.	1738

Sollecitazione di taglio

	48.5	
V₁₃	7	20.51
V₂₃	-6.44	-75.62
elemento	1741	2589

7.7 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:

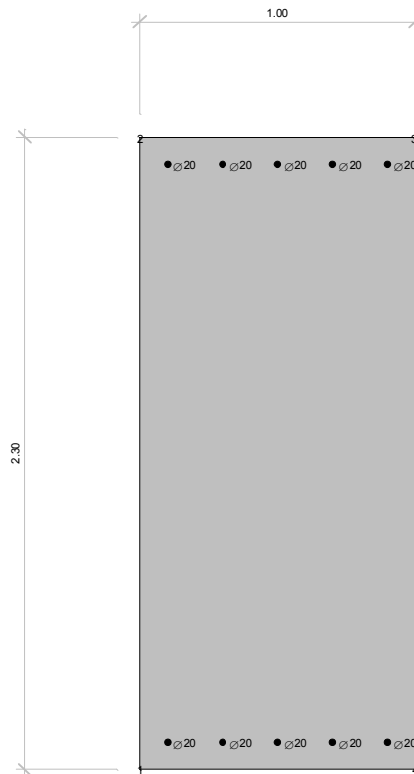
- 1) Verifiche agli Stati Limite Ultimi (Approccio 1, combinazione 1 – A1M1): $E_d \leq R_d$
 Presso-Flessione
 Taglio
- 2) Verifiche delle azioni Sismiche (Approccio 1, combinazione 1 – A1M1): si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ e quelle dell'acciaio $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$
 Presso-Flessione
 Taglio

7.7.1 VERIFICHE FUSTO DI NUOVA COSTRUZIONE – LATO DESTRO

Caratteristiche geometriche della sezione – Direzione 1 (armatura orizzontale):

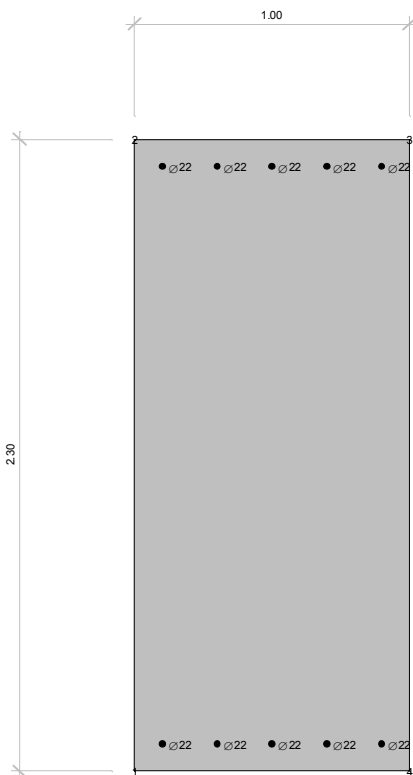
Larghezza b (cm)	100.0	
Altezza h (cm)	230.0	
Armatura tesa – lato contro terra (cm ²)	5Φ20/m	= 15.70

Copriferro c (cm)	9.00	
Armatura compressa – lato non contro terra (cm ²)	5Φ20/m	= 15.70
Copriferro armatura compressa c' (cm)	9.00	



Caratteristiche geometriche della sezione - Direzione 2 (armatura verticale):

Larghezza b (cm)	100.0	
Altezza h (cm)	230.0	
Armatura tesa – lato contro terra (cm ²)	5Φ22/m	= 19.01
Copriferro c (cm)	9.00	
Armatura compressa – lato non contro terra (cm ²)	5Φ22/m	= 19.01
Copriferro armatura compressa c' (cm)	9.00	



7.7.1.1 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	-31654.01	-0.0035 (sez)	1229.32	0.01 (arm)
Mx	-1281.39	0.01 (arm)	1281.39	0.01 (arm)
My	-542.66	0.01 (arm)	542.66	0.01 (arm)

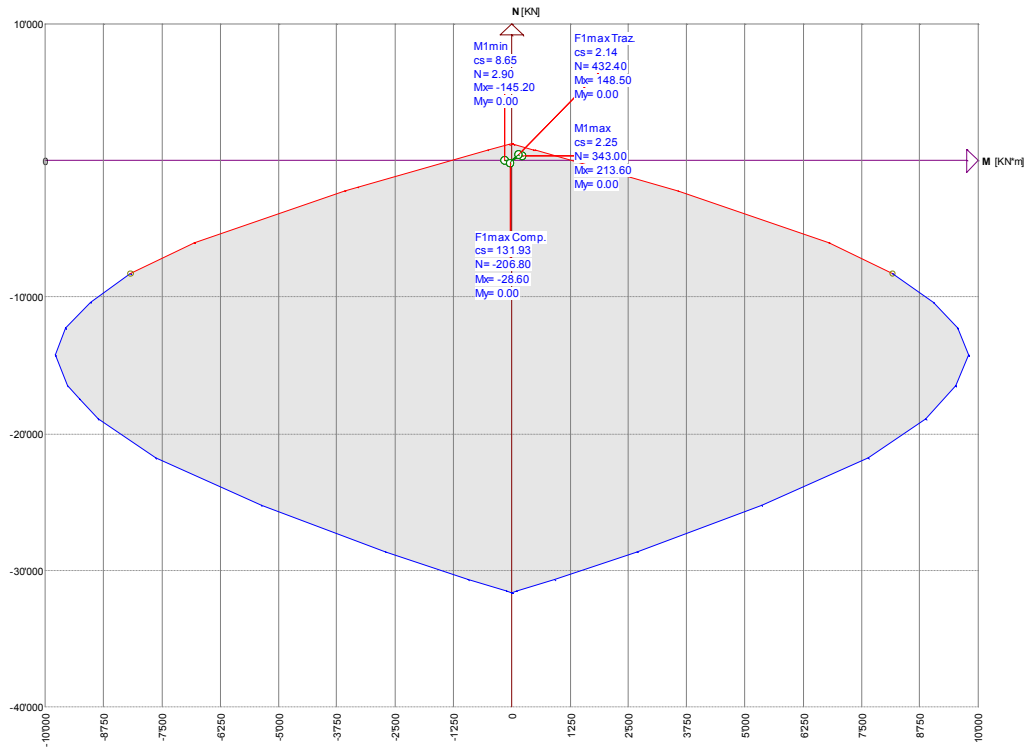
Sollecitazioni di progetto:

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M1max	343.00	0.00	0.00	213.60	0.00
2	M1min	2.90	0.00	0.00	-145.20	0.00
3	F1max Traz.	432.40	0.00	0.00	148.50	0.00
4	F1max Comp.	-206.80	0.00	0.00	-28.60	0.00

Verifiche:

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	2.2497	armatura
2	8.6459	armatura
3	2.1423	armatura
4	131.9275	sezione

Piano per asse N



7.7.1.2 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	-31912.16	-0.0035 (sez)	1487.48	0.01 (arm)
Mx	-1550.83	0.01 (arm)	1550.83	0.01 (arm)
My	-655.67	0.01 (arm)	655.67	0.01 (arm)

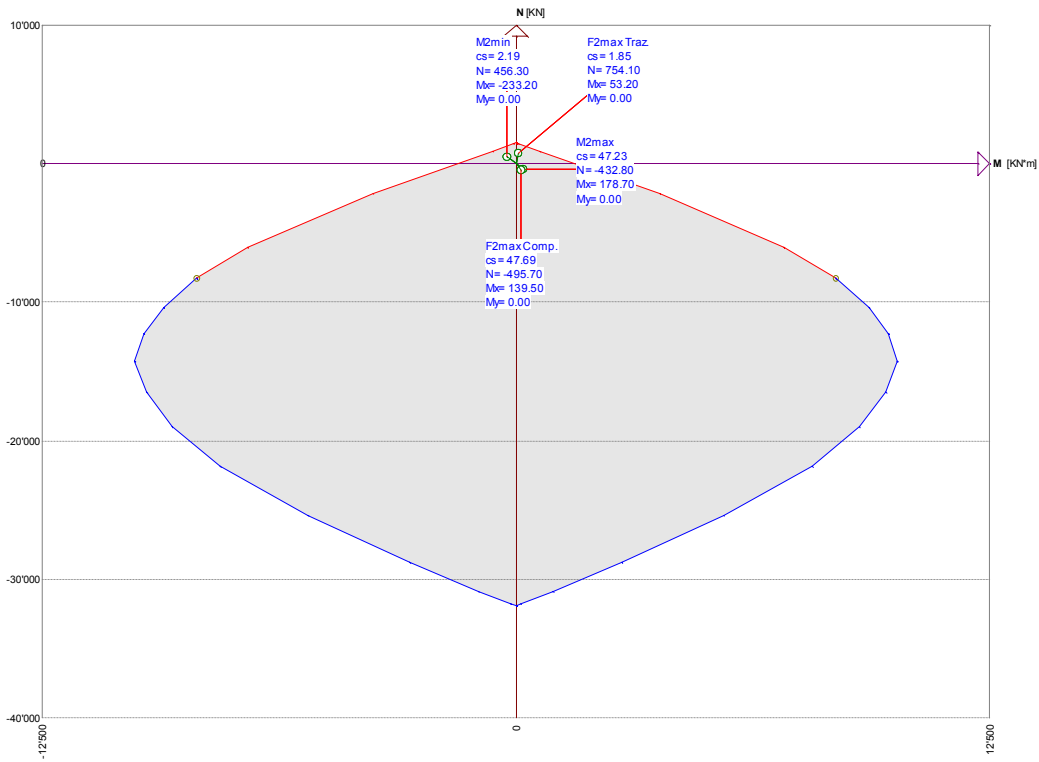
Sollecitazioni di progetto:

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M2max	-432.80	0.00	0.00	178.70	0.00
2	M2min	456.30	0.00	0.00	-233.20	0.00
3	F2max Traz.	754.10	0.00	0.00	53.20	0.00
4	F2max Comp.	-495.70	0.00	0.00	139.50	0.00

Verifiche:

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	47.2311	sezione
2	2.1926	armatura
3	1.8483	armatura
4	47.6929	sezione

Piano per asse N



7.7.1.3 Verifiche a taglio allo stato limite ultimo

V_{Ed}	260.00	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	2300	mm
c	90	mm
d	2210	mm
f	20	mm
n°	5	
A_{sl}	1570.00	mm^2
ρ_l	0.001	
σ_{cp}	0.0	N/mm^2
k	1.3008	
V_{min}	0.2992	
	459.21	kN
	661.24	kN
V_{rd}	661.24	kN
SEZIONE VERIFICATA A TAGLIO		

7.7.1.4 Verifiche in campo elastico (sisma)

Parametri di sollecitazione – Direzione 1 :

N Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	341.60	0.00	0.00	528.80	0.00
2	54.80	0.00	0.00	-200.60	0.00
3	491.60	0.00	0.00	222.30	0.00
4	-484.30	0.00	0.00	-116.20	0.00

Tensioni massime nei materiali – Direzione 1:

comb.	σ max	σ min	σ s max	σ s min
1	-1.12	0.00	267.79	-3.89
2	-0.56	0.00	77.74	-4.50
3	5.51	0.00	223.87	89.09
4	-0.33	-0.08	-1.38	-4.81

Parametri di sollecitazione – Direzione 2 :

N Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	-440.20	0.00	0.00	388.30	0.00
2	403.00	0.00	0.00	-249.00	0.00
3	1031.20	0.00	0.00	229.40	0.00
4	-477.10	0.00	0.00	106.20	0.00

Tensioni massime nei materiali – Direzione 2:

comb.	σ max	σ min	σ s max	σ s min
1	-0.79	0.00	11.55	-10.81
2	2.51	0.00	168.40	43.63
3	13.89	0.00	328.75	213.80
4	-0.32	-0.09	-1.48	-4.59

Verifica a taglio elastico:

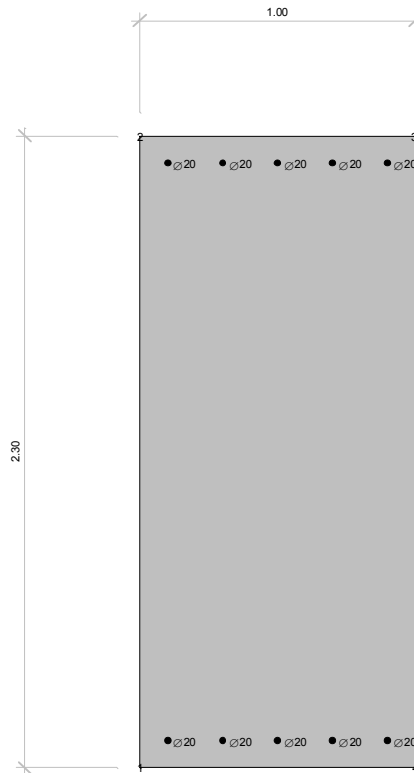
Taglio elastico	
Larghezza b (cm)	100
Altezza h (cm)	230
copriferro baricentro armatura tesa (cm)	9
sezione reagente a taglio (cm ²)	22130
T (kN)	352.00
τ_c (N/mm ²)	0.16

$\leq f_{cE} = 1.08$

7.7.2 VERIFICHE FUSTO DI NUOVA COSTRUZIONE – LATO SINISTRO

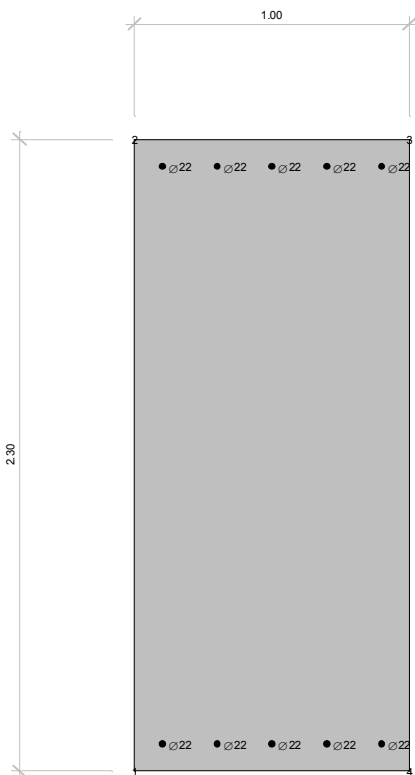
Caratteristiche geometriche della sezione – Direzione 1 (armatura orizzontale):

Larghezza b (cm)	100.0	
Altezza h (cm)	230.0	
Armatura tesa – lato contro terra (cm ²)	5 Φ 20/m	= 15.70
Copriferro c (cm)	9.00	
Armatura compressa – lato non contro terra (cm ²)	5 Φ 20/m	= 15.70
Copriferro armatura compressa c' (cm)	9.00	



Caratteristiche geometriche della sezione - Direzione 2 (armatura verticale):

Larghezza b (cm)	100.0	
Altezza h (cm)	230.0	
Armatura tesa – lato contro terra (cm ²)	5Φ22/m	= 19.01
Copriferro c (cm)	9.00	
Armatura compressa – lato non contro terra (cm ²)	5Φ22/m	= 19.01
Copriferro armatura compressa c' (cm)	9.00	



7.7.2.1 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	-31654.01	-0.0035 (sez)	1229.32	0.01 (arm)
Mx	-1281.39	0.01 (arm)	1281.39	0.01 (arm)
My	-542.66	0.01 (arm)	542.66	0.01 (arm)

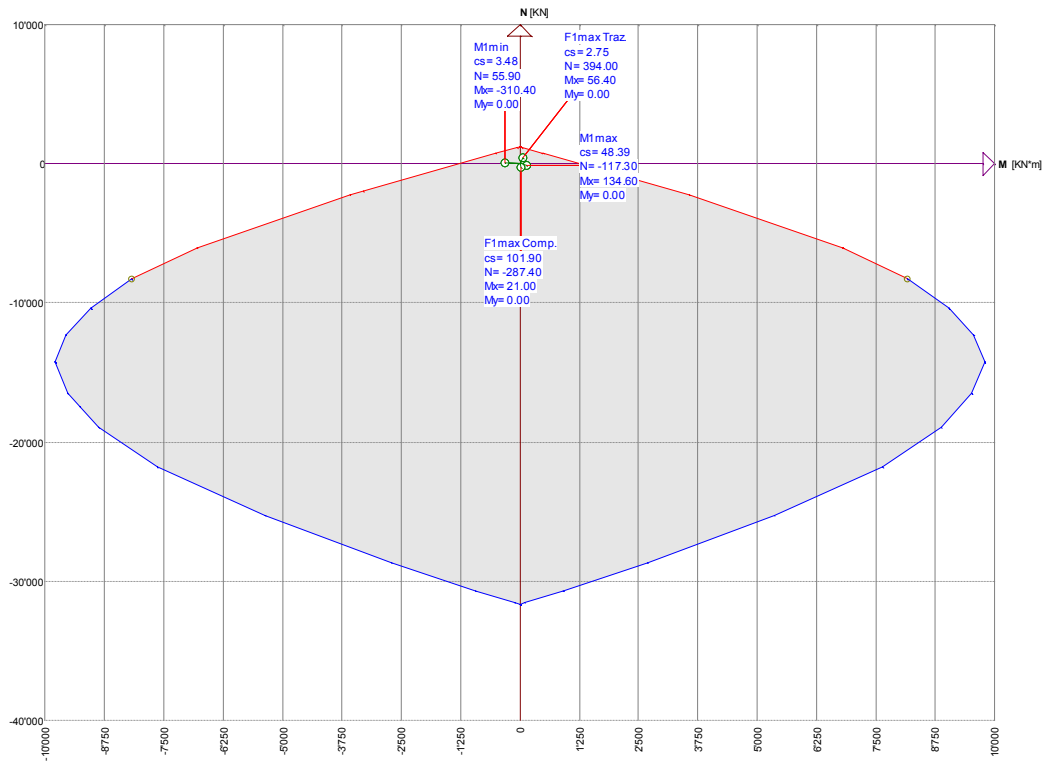
Sollecitazioni di progetto:

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M1max	-117.30	0.00	0.00	134.60	0.00
2	M1min	55.90	0.00	0.00	-310.40	0.00
3	F1max Traz.	394.00	0.00	0.00	56.40	0.00
4	F1max Comp.	-287.40	0.00	0.00	21.00	0.00

Verifiche:

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	48.3889	armatura
2	3.4784	armatura
3	2.7458	armatura
4	101.8953	sezione

Piano per asse N



7.7.2.2 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	-31912.16	-0.0035 (sez)	1487.48	0.01 (arm)
Mx	-1550.83	0.01 (arm)	1550.83	0.01 (arm)
My	-655.67	0.01 (arm)	655.67	0.01 (arm)

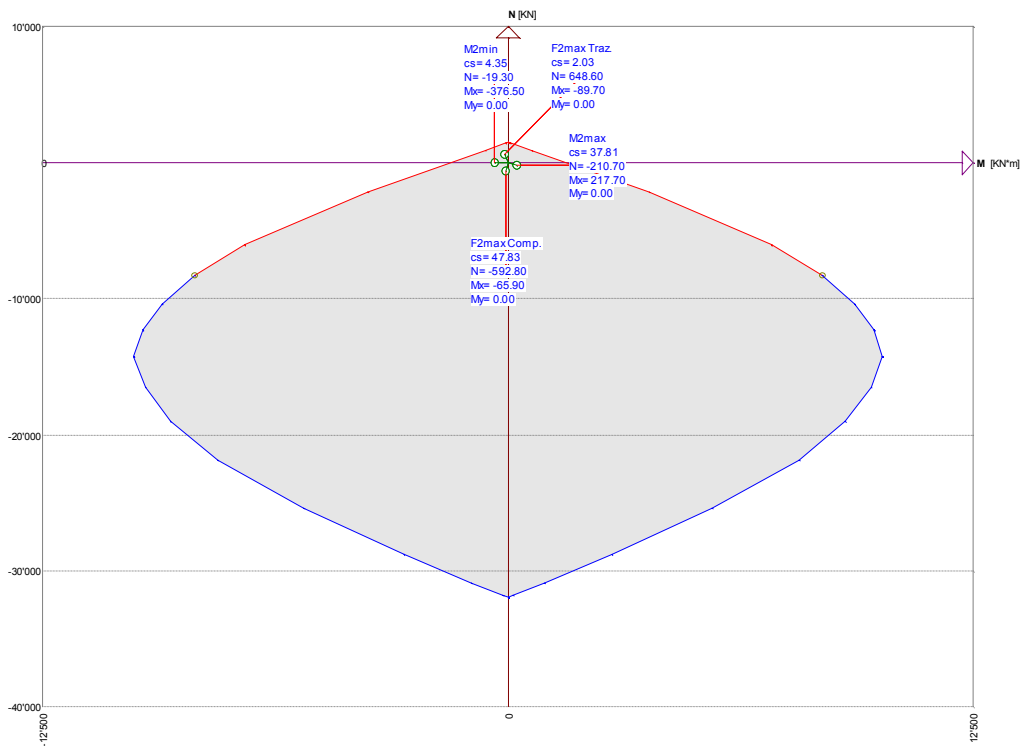
Sollecitazioni di progetto:

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M2max	-210.70	0.00	0.00	217.70	0.00
2	M2min	-19.30	0.00	0.00	-376.50	0.00
3	F2max Traz.	648.60	0.00	0.00	-89.70	0.00
4	F2max Comp.	-592.80	0.00	0.00	-65.90	0.00

Verifiche:

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	37.8141	armatura
2	4.3505	armatura
3	2.0265	armatura
4	47.8264	sezione

Piano per asse N



7.7.2.3 Verifiche a taglio allo stato limite ultimo

V_{Ed}	553.00	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	2300	mm
c	90	mm
d	2210	mm
f	20	mm
n°	5	
A_{sl}	1570.00	mm ²
ρ_l	0.001	
σ_{cp}	0.0	N/mm ²
k	1.3008	
V_{min}	0.2992	
	459.21	kN
	661.24	kN
V_{rd}	661.24	kN
SEZIONE VERIFICATA A TAGLIO		

7.7.2.4 Verifiche in campo elastico (sisma)

Parametri di sollecitazione – Direzione 1 :

N Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	178.60	0.00	0.00	436.10	0.00
2	94.20	0.00	0.00	-429.20	0.00
3	520.80	0.00	0.00	141.90	0.00
4	-571.30	0.00	0.00	-185.50	0.00

Tensioni massime nei materiali – Direzione 1:

comb.	σ max	σ min	σ s max	σ s min
1	-1.14	0.00	187.82	-7.75
2	-1.22	0.00	159.08	-10.31
3	7.91	0.00	208.79	122.76
4	-0.44	-0.04	-0.91	-6.39

Parametri di sollecitazione – Direzione 2 :

N Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	751.60	0.00	0.00	426.00	0.00
2	239.80	0.00	0.00	-468.10	0.00
3	1001.10	0.00	0.00	125.10	0.00
4	-726.60	0.00	0.00	-129.10	0.00

Tensioni massime nei materiali – Direzione 2:

comb.	σ max	σ min	σ s max	σ s min
1	5.39	0.00	304.45	90.99
2	-1.02	0.00	179.42	-6.51
3	15.27	0.00	294.70	232.01
4	-0.45	-0.17	-2.74	-6.51

Verifica a taglio elastico:

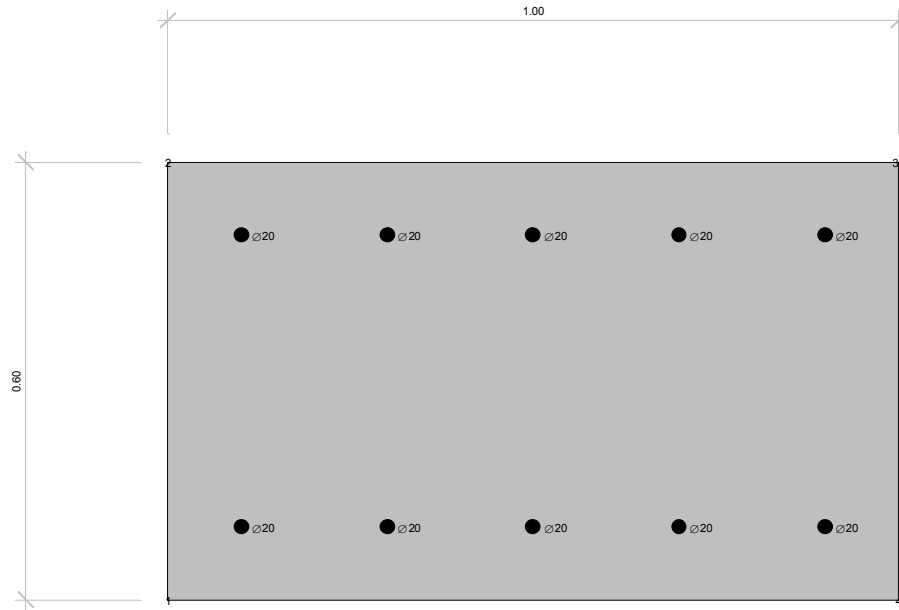
Taglio elastico	
Larghezza b (cm)	100
Altezza h (cm)	230
copriferro baricentro armatura tesa (cm)	9
sezione reagente a taglio (cm ²)	22130
T (kN)	553.00
τ_c (N/mm ²)	0.25

$\leq f_{cE} = 1.08$

7.7.3 VERIFICHE ACCENNO DI RISVOLTO – LATO DESTRO

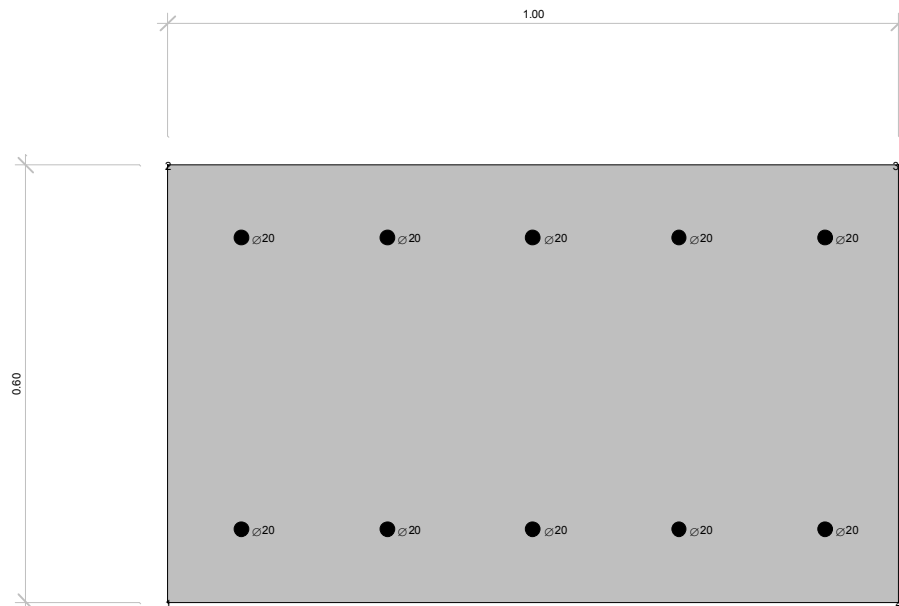
Caratteristiche geometriche della sezione – Direzione 1 (armatura orizzontale):

Larghezza b (cm)	100.0	
Altezza h (cm)	60.0	
Armatura tesa – lato contro terra (cm ²)	5 Φ 20/m	= 15.70
Copriferro c (cm)	9.00	
Armatura compressa – lato non contro terra (cm ²)	5 Φ 20/m	= 15.70
Copriferro armatura compressa c' (cm)	9.00	



Caratteristiche geometriche della sezione - Direzione 2 (armatura verticale):

Larghezza b (cm)	100.0	
Altezza h (cm)	60.0	
Armatura tesa – lato contro terra (cm ²)	5Φ20/m	= 15.70
Copriferro c (cm)	9.00	
Armatura compressa – lato non contro terra (cm ²)	5Φ20/m	= 15.70
Copriferro armatura compressa c' (cm)	9.00	



7.7.3.1 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	-9166.19	-0.0035 (sez)	1229.32	0.01 (arm)
Mx	-295.71	0.01 (arm)	295.71	0.01 (arm)
My	-511.15	0.01 (arm)	511.15	0.01 (arm)

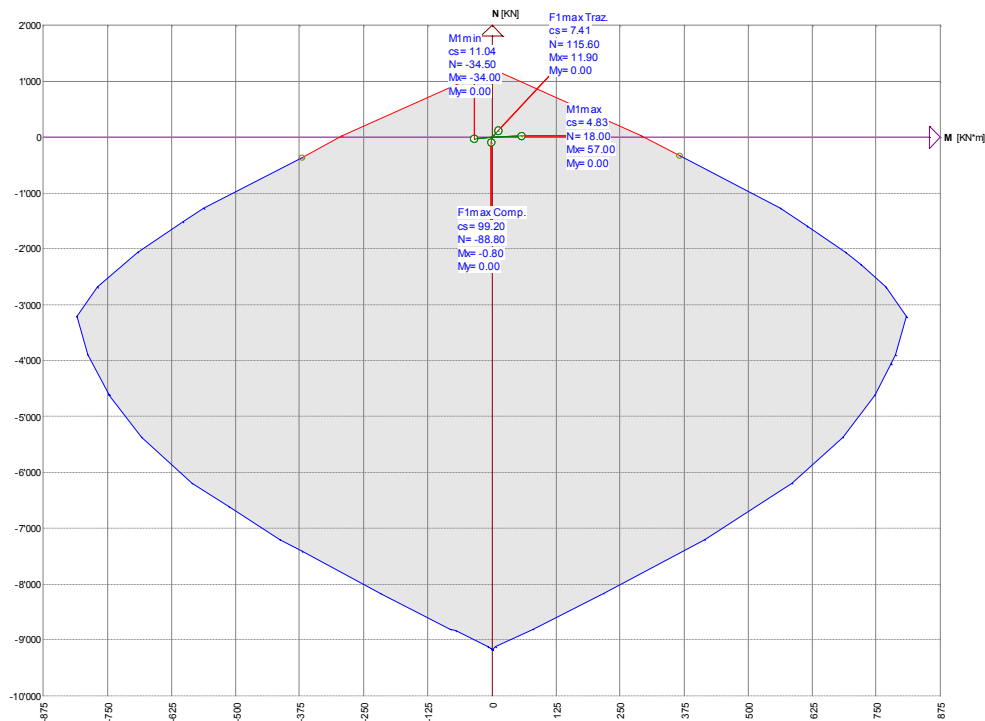
Sollecitazioni di progetto:

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M1max	18.00	0.00	0.00	57.00	0.00
2	M1min	-34.50	0.00	0.00	-34.00	0.00
3	F1max Traz.	115.60	0.00	0.00	11.90	0.00
4	F1max Comp.	-88.80	0.00	0.00	-0.80	0.00

Verifiche:

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	4.8289	armatura
2	11.0361	sezione
3	7.4131	armatura
4	99.2031	sezione

Piano per asse N



7.7.3.2 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	-9166.19	-0.0035 (sez)	1229.32	0.01 (arm)
Mx	-295.71	0.01 (arm)	295.71	0.01 (arm)
My	-511.15	0.01 (arm)	511.15	0.01 (arm)

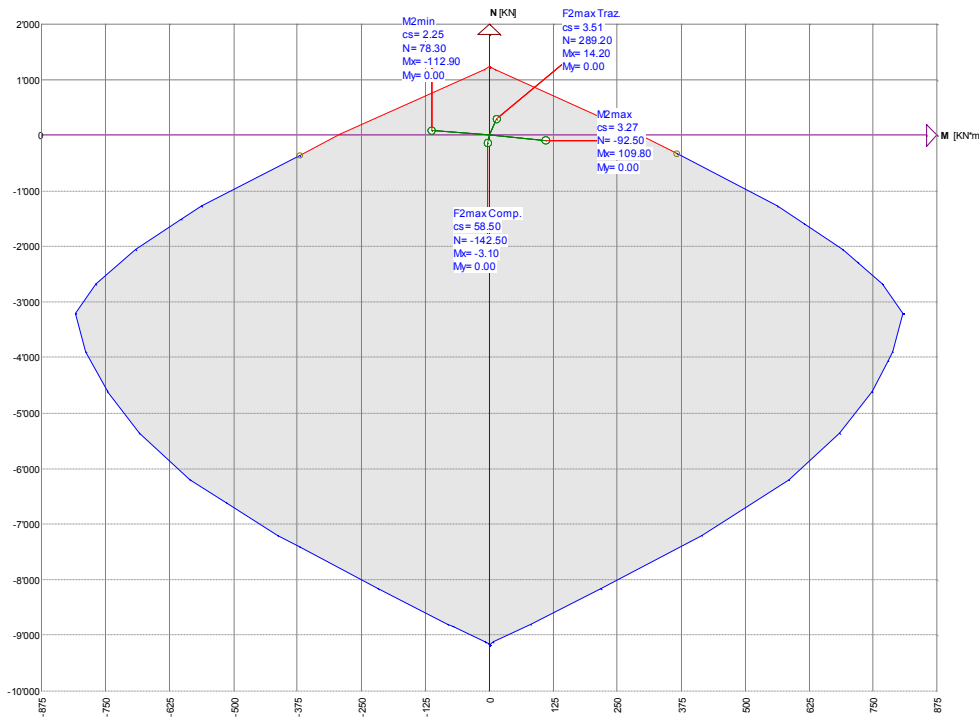
Sollecitazioni di progetto:

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M2max	-92.50	0.00	0.00	109.80	0.00
2	M2min	78.30	0.00	0.00	-112.90	0.00
3	F2max Traz.	289.20	0.00	0.00	14.20	0.00
4	F2max Comp.	-142.50	0.00	0.00	-3.10	0.00

Verifiche:

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	3.2682	armatura
2	2.2465	armatura
3	3.5096	armatura
4	58.4982	sezione

Piano per asse N



7.7.3.3 Verifiche a taglio allo stato limite ultimo

V_{Ed}	135.00	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	600	mm

c	90	mm
d	510	mm
f	20	mm
n°	5	
A _{st}	1570.00	mm ²
ρl	0.003	
σ_{cp}	0.0	N/mm ²
k	1.6262	
V _{min}	0.4182	
	215.98	kN
	213.29	kN
V _{rd}	215.98	kN
SEZIONE VERIFICATA A TAGLIO		

7.7.3.4 Verifiche in campo elastico (sisma)

Parametri di sollecitazione – Direzione 1 :

N Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	-74.00	0.00	0.00	41.00	0.00
2	-98.10	0.00	0.00	-31.20	0.00
3	166.60	0.00	0.00	9.50	0.00
4	-109.00	0.00	0.00	-25.20	0.00

Tensioni massime nei materiali – Direzione 1:

comb.	σ max	σ min	σ s max	σ s min
1	-1.28	0.00	34.35	-8.48
2	-0.91	0.00	14.91	-7.96
3	2.02	0.00	68.15	37.91
4	-0.69	0.00	6.16	-7.02

Parametri di sollecitazione – Direzione 2 :

N Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	659.60	0.00	0.00	55.20	0.00
2	138.80	0.00	0.00	-24.30	0.00
3	670.70	0.00	0.00	29.40	0.00
4	-395.10	0.00	0.00	-11.10	0.00

Tensioni massime nei materiali – Direzione 2:

comb.	σ max	σ min	σ s max	σ s min
1	5.21	0.00	297.81	122.10
2	-0.42	0.00	81.81	11.33
3	9.55	0.00	260.28	166.70
4	-0.78	-0.44	-7.48	-10.83

Verifica a taglio elastico:

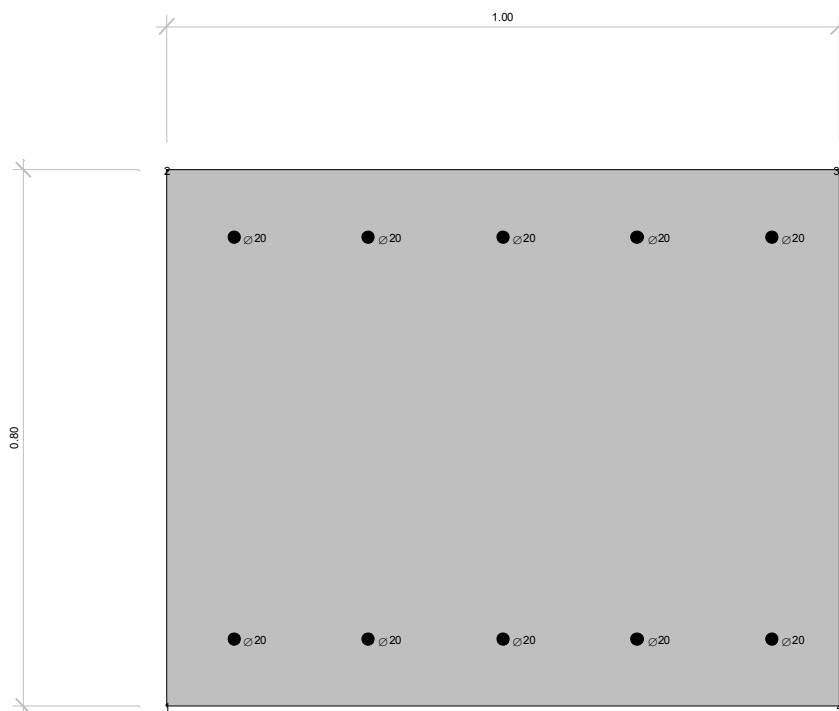
Taglio elastico	
Larghezza b (cm)	100
Altezza h (cm)	60
copriferro baricentro armatura tesa (cm)	9
sezione reagente a taglio (cm ²)	5130
T (kN)	76.00

$$\tau_c \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \left| \quad 0.15 \right| \leq f_{cE} = 1.08$$

7.7.4 VERIFICHE ACCENNO DI RISVOLTO – LATO SINISTRO

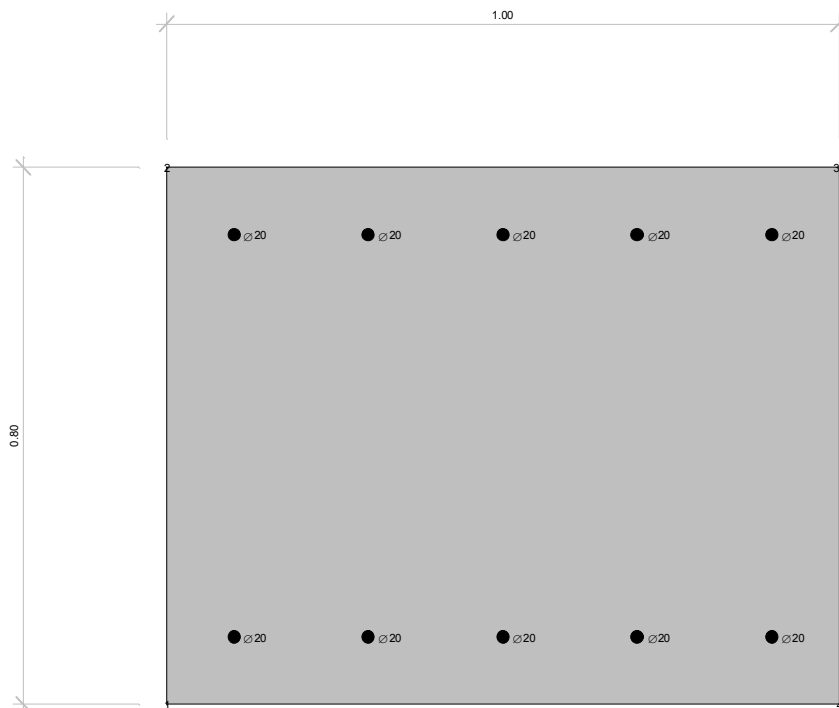
Caratteristiche geometriche della sezione – Direzione 1 (armatura orizzontale):

Larghezza b (cm)	100.0	
Altezza h (cm)	80.0	
Armatura tesa – lato contro terra (cm ²)	5Φ20/m	= 15.70
Copriferro c (cm)	9.00	
Armatura compressa – lato non contro terra (cm ²)	5Φ20/m	= 15.70
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)	5Φ20/m	= 15.70
Copriferro c (cm)	9.00	
Armatura compressa – lato non contro terra (cm ²)	5Φ20/m	= 15.70
Copriferro armatura compressa c' (cm)	9.00	



7.7.4.1 Verifiche allo stato limite ultimo per presso-flessione – direzione 1 (armatura orizzontale)

Sollecitazioni Resistenti (M,N):

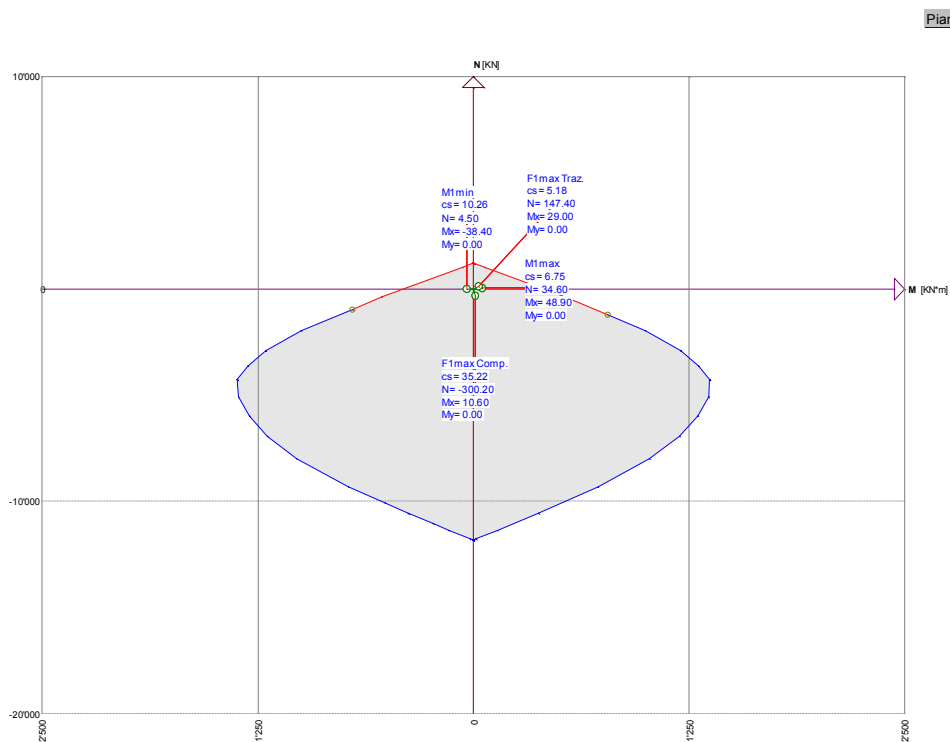
Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-11811.82	-0.0035 (sez)	1229.32	0.01 (arm)
Mx	-409.58	0.01 (arm)	409.58	0.01 (arm)
My	-534.98	0.01 (arm)	534.98	0.01 (arm)

Sollecitazioni di progetto:

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M1max	34.60	0.00	0.00	48.90	0.00
2	M1min	4.50	0.00	0.00	-38.40	0.00
3	F1max Traz.	147.40	0.00	0.00	29.00	0.00
4	F1max Comp.	-300.20	0.00	0.00	10.60	0.00

Verifiche:

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	6.7512	armatura
2	10.2574	armatura
3	5.1758	armatura
4	35.2209	sezione



7.7.4.2 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	-11811.82	-0.0035 (sez)	1229.32	0.01 (arm)
Mx	-409.58	0.01 (arm)	409.58	0.01 (arm)
My	-534.98	0.01 (arm)	534.98	0.01 (arm)

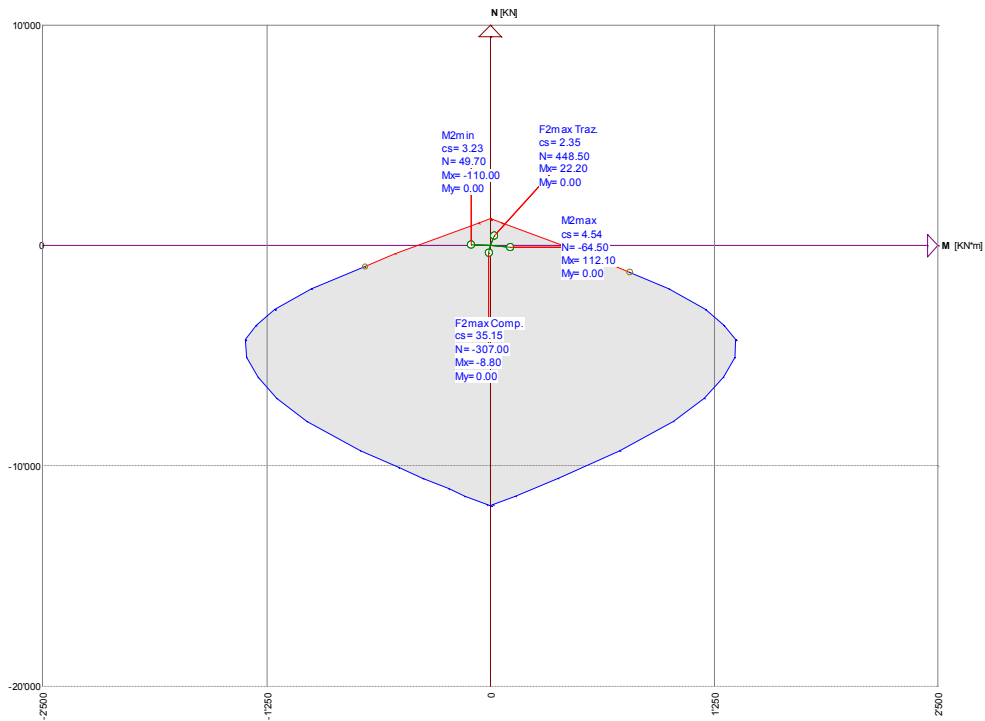
Sollecitazioni di progetto:

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M2max	-64.50	0.00	0.00	112.10	0.00
2	M2min	49.70	0.00	0.00	-110.00	0.00
3	F2max Traz.	448.50	0.00	0.00	22.20	0.00
4	F2max Comp.	-307.00	0.00	0.00	-8.80	0.00

Verifiche:

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	4.5428	armatura
2	3.2275	armatura
3	2.3528	armatura
4	35.1500	sezione

Piano per asse N



7.7.4.3 Verifiche a taglio allo stato limite ultimo

V_{Ed}	65.00	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	800	mm
c	90	mm
d	710	mm
f	20	mm
n°	5	
A_{sl}	1570.00	mm ²
ρ_l	0.002	
σ_{cp}	0.0	N/mm ²
k	1.5307	
V_{min}	0.3819	
	253.48	kN
	271.18	kN
V_{rd}	271.18	kN
SEZIONE VERIFICATA A TAGLIO		

7.7.4.4 Verifiche in campo elastico (sisma)

Parametri di sollecitazione – Direzione 1 :

N Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	-124.80	0.00	0.00	44.00	0.00
2	103.40	0.00	0.00	-25.70	0.00
3	241.60	0.00	0.00	25.40	0.00
4	-372.10	0.00	0.00	-20.10	0.00

Tensioni massime nei materiali – Direzione 1:

comb.	σ max	σ min	σ s max	σ s min
1	-0.71	0.00	9.82	-7.67
2	-0.14	0.00	60.03	6.81
3	2.73	0.00	103.85	49.95
4	-0.61	-0.27	-4.66	-8.52

Parametri di sollecitazione – Direzione 2 :

N Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	779.10	0.00	0.00	79.10	0.00
2	-507.10	0.00	0.00	-41.20	0.00
3	817.60	0.00	0.00	51.80	0.00
4	-534.40	0.00	0.00	-26.90	0.00

Tensioni massime nei materiali – Direzione 2:

comb.	σ max	σ min	σ s max	σ s min
1	9.07	0.00	331.92	164.07
2	-0.95	-0.25	-5.03	-12.93
3	12.46	0.00	315.21	205.29
4	-0.86	-0.40	-6.88	-12.04

Verifica a taglio elastico:

Taglio elastico	
Larghezza b (cm)	100
Altezza h (cm)	80
copriferro baricentro armatura tesa (cm)	9
sezione reagente a taglio (cm ²)	7130
T (kN)	76.00
τ_c (N/mm ²)	0.11

$$\leq f_{cE} = 1.08$$

7.7.5 VERIFICHE MICROPALI

Le verifiche strutturali a SLU (pressoflessione e taglio) dei micropali vengono svolte in campo elastico e tenendo conto del solo contributo del tubo in acciaio secondo la seguente formula prevista dalla normativa:

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{z,Ed} \cdot \sigma_{x,Ed} + 3 \cdot \tau_{Ed}^2 \leq \left(\frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \right)^2$$

Per le verifiche utilizzano i seguenti dati:

Micropali della platea del paraghiaia:

Diametro palo - perforazione	$\phi =$	30,00	cm	
Area palo	$A_p =$	$\pi \phi^2 / 4 =$	706.5	cm ²

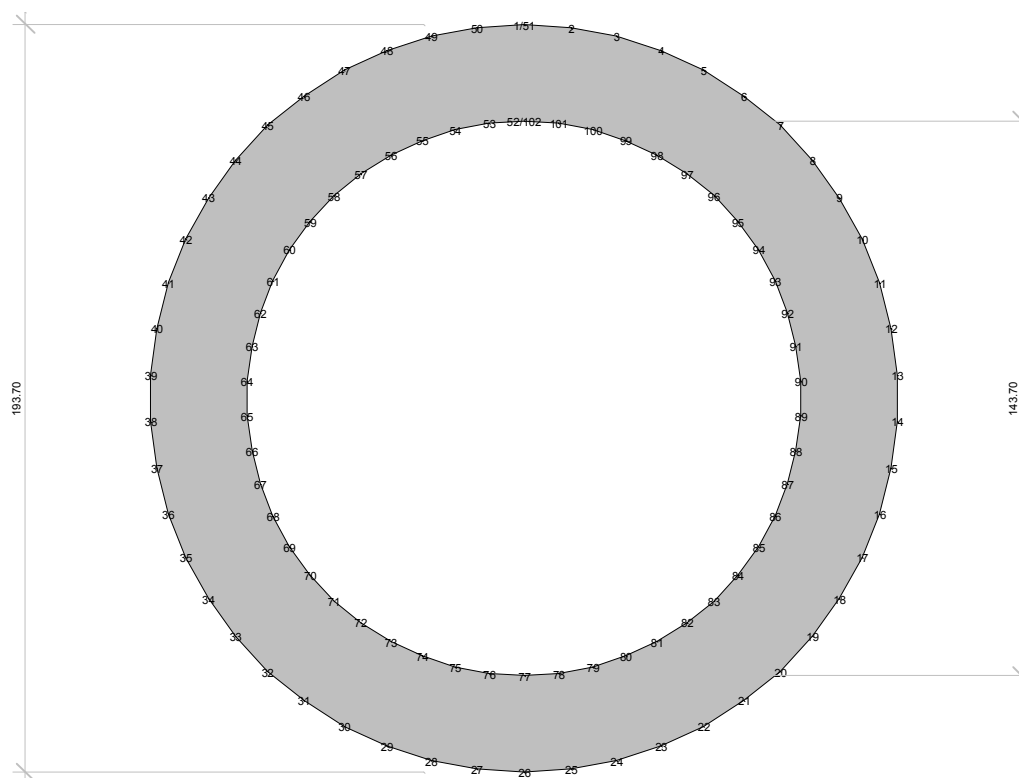
Armatura - tubo Fe510	$A_a=$	$\phi 193.7\text{mm}$	13200	mm^2
Modulo di resistenza - tubo	$W=$	497000	mm^3	
Spessore - tubo	$s=$	25	mm	

Micropali di consolidamento del fusto esistente, del fusto nuovo e dei risvolti:

Diametro palo - perforazione	$\phi=$	24,00	cm	
Area palo	$A_p=$	$\pi\phi^2/4=$	452.16	cm^2
Armatura - tubo (Fe510)	$A_a=$	$\phi 177.8\text{mm}$	9910	mm^2
Modulo di resistenza - tubo	$W=$	353000	mm^3	
Spessore - tubo	$s=$	20	mm	

7.7.5.1 Micropali di fondazione della platea del paraghiaia

7.7.5.1.1 Geometria adottata per le verifiche



7.7.5.1.2 Verifiche a pressoflessione e taglio allo stato limite ultimo elastico

N	M	T	descrizione	elemento	σ_{\max}	σ_{\min}	τ_{\max}	σ_{ideale}
-33.23	6.02	1.80	M2max	202	9.59	-14.63	0.27	14.64
-30.48	21.86	25.17	M2min	204	41.67	-46.29	3.81	46.76
-79.77	38.34	42.85	M3max	64	71.10	-83.19	6.49	83.94
-16.64	23.67	27.13	M3min	204	46.36	-48.89	4.11	49.40
-16.37	22.42	25.89	Pmin Comp.	204	43.86	-46.34	3.92	46.84
-85.26	3.21	4.57	Pmax Comp.	61	0.01	-12.93	0.69	12.98

-79.77	38.34	42.85	smax	64	71.10	-83.19	6.49	83.94
-30.76	22.99	25.17	smin	204	43.93	-48.59	3.81	49.03

-81.14	0.24	42.85	V2max	64	-5.67	-6.62	6.49	13.05
-31.85	0.85	25.17	V3max	204	-0.70	-4.13	3.81	7.79

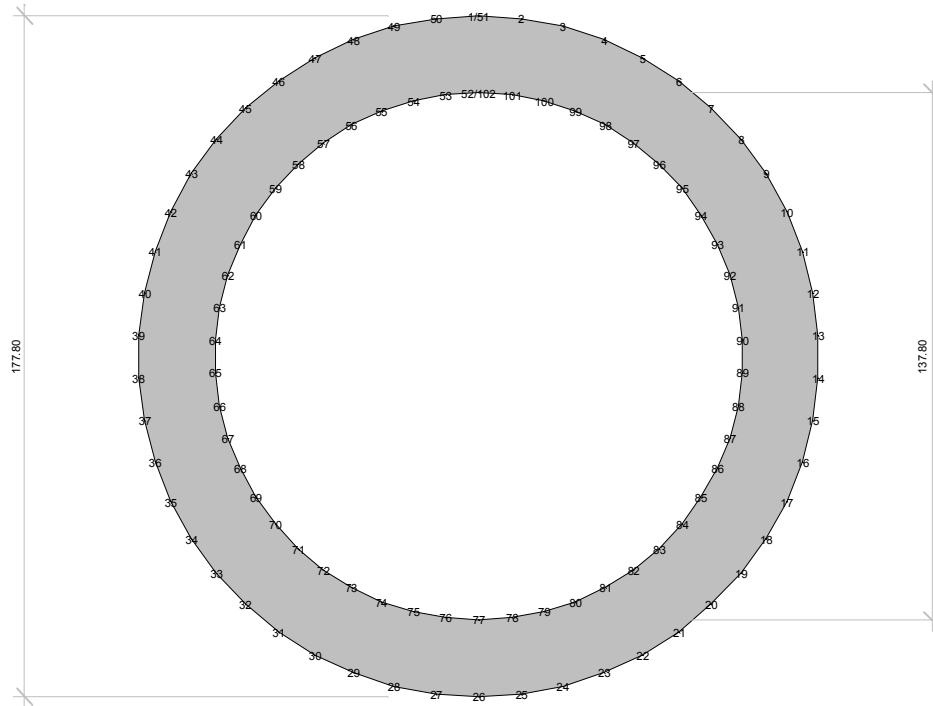
7.7.5.1.3 Verifiche a pressoflessione e taglio allo stato limite ultimo elastico - sly

N	M	T	descrizione	elemento	σ_{max}	σ_{min}	τ_{max}	σ_{ideale}
-80.45	95.02	106.26	M2max	64	185.09	-197.28	16.10	199.24
-15.04	45.15	50.09	M2min	204	89.70	-91.98	7.59	92.91
-133.06	161.08	181.28	M3max	64	314.02	-334.18	27.47	337.55
48.44	75.80	86.58	M3min	204	156.18	-148.84	13.12	157.82
48.81	75.34	86.25	Pmax Traz.	196	155.28	-147.88	13.07	156.92
-137.66	13.57	19.41	Pmax Comp.	67	16.87	-37.73	2.94	38.07
-133.06	161.08	181.56	smax	64	314.02	-334.18	27.51	337.56
48.22	76.29	106.46	smin	204	157.15	-149.84	16.13	159.61

-134.08	2.20	181.56	V2max	64	-5.73	-14.59	27.51	49.83
-81.47	0.81	106.46	V3max	64	-4.55	-7.80	16.13	29.00

7.7.5.2 Micropali consolidamento del fusto esistente

7.7.5.2.1 Geometria adottata per le verifiche



7.7.5.2.2 Verifiche a pressoflessione e taglio allo stato limite ultimo elastico

N	M	T	descrizione	elemento	σ_{max}	σ_{min}	τ_{max}	σ_{ideale}
-100.28	15.29	16.86	M2max	818	33.20	-53.44	3.40	53.77
-74.30	12.05	12.80	M2min	2665	26.63	-41.62	2.58	41.86
-101.27	26.88	29.34	M3max	2755	65.92	-86.36	5.92	86.97
-77.02	15.83	16.84	M3min	818	37.06	-52.61	3.40	52.93
-51.89	2.17	2.21	Pmin Comp.	848	0.91	-11.38	0.45	11.41
-125.19	0.30	0.60	Pmax Comp.	2758	-11.78	-13.48	0.12	13.48
-101.27	26.88	29.34	smax	2755	65.92	-86.36	5.92	86.97
-98.86	14.78	16.86	smin	818	31.90	-51.85	3.40	52.19

-101.27	26.88	29.34	V2max	2755	65.92	-86.36	5.92	86.97
-100.28	15.29	16.86	V3max	818	33.20	-53.44	3.40	53.77

7.7.5.2.3 Verifiche a pressoflessione e taglio allo stato limite ultimo elastico - sly

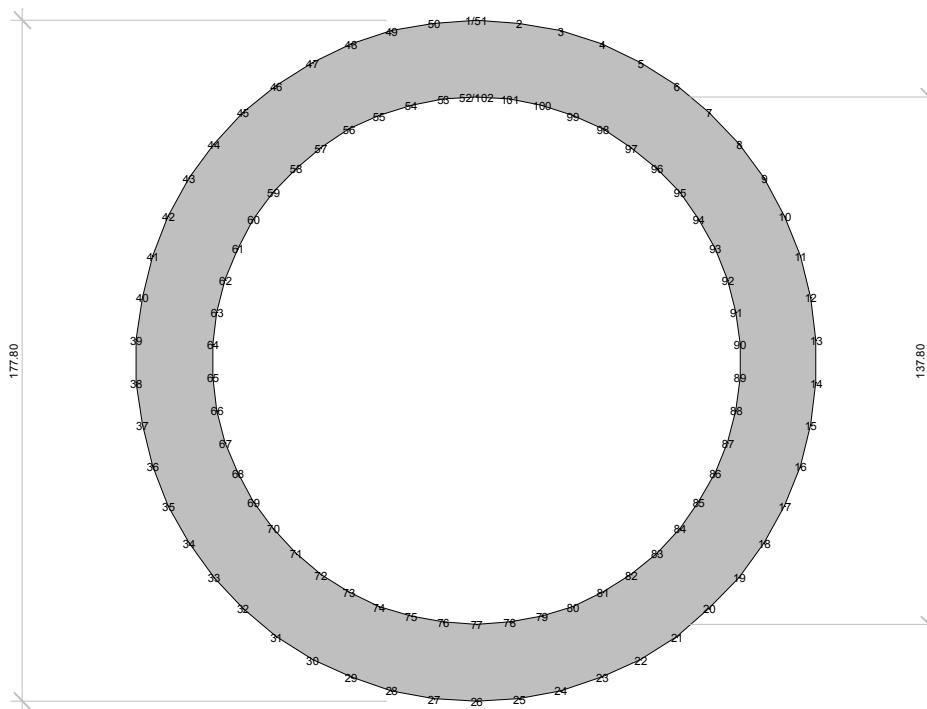
N	M	T	descrizione	elemento	σ_{max}	σ_{min}	τ_{max}	σ_{ideale}
-61.64	53.53	57.26	M2max	818	145.43	-157.87	11.56	159.14
-70.38	52.22	55.44	M2min	2680	140.82	-155.03	11.19	156.23
-34.64	114.54	124.96	M3max	2710	320.99	-327.98	25.22	330.87
-94.67	40.83	45.71	M3min	818	106.12	-125.23	9.23	126.24

-23.44	65.60	72.28	Pmin Comp.	818	183.48	-188.21	14.59	189.90
-102.87	1.86	4.45	Pmax Comp.	821	-5.12	-15.64	0.90	15.72
-33.28	113.71	125.26	smax	2695	318.77	-325.49	25.28	328.42
-94.67	40.83	55.65	smin	818	106.12	-125.23	11.23	126.73

-35.77	10.57	125.26	V2max	2710	26.32	-33.54	25.28	55.15
-71.51	3.33	55.65	V3max	2680	2.21	-16.64	11.23	25.60

7.7.5.3 Micropali di fondazione del fusto nuovo e dell'accenno di risvolto – lato destro

7.7.5.3.1 Geometria adottata per le verifiche



7.7.5.3.2 Verifiche a pressoflessione e taglio allo stato limite ultimo elastico

N	M	T	descrizione	elemento	σ_{max}	σ_{min}	τ_{max}	σ_{ideale}
-80.09	9.46	10.47	M2max	2872	18.71	-34.87	2.11	35.06
-79.74	10.63	11.32	M2min	2827	22.06	-38.15	2.28	38.36
-85.41	26.67	29.18	M3max	2902	66.94	-84.18	5.89	84.80
-88.46	7.31	4.80	M3min	2903	11.79	-29.64	0.97	29.69
-42.81	10.09	11.24	Pmin Comp.	2902	24.25	-32.89	2.27	33.12
-175.33	0.00	0.00	Pmax Comp.	2870	-17.69	-17.69	0.00	17.69
-85.41	26.67	29.18	smax	2902	66.94	-84.18	5.89	84.80
-156.45	7.22	10.47	smin	2858	4.66	-36.23	2.11	36.42

-85.41	26.67	29.18	V2max	2902	66.94	-84.18	5.89	84.80
-80.09	9.46	10.47	V3max	2872	18.71	-34.87	2.11	35.06

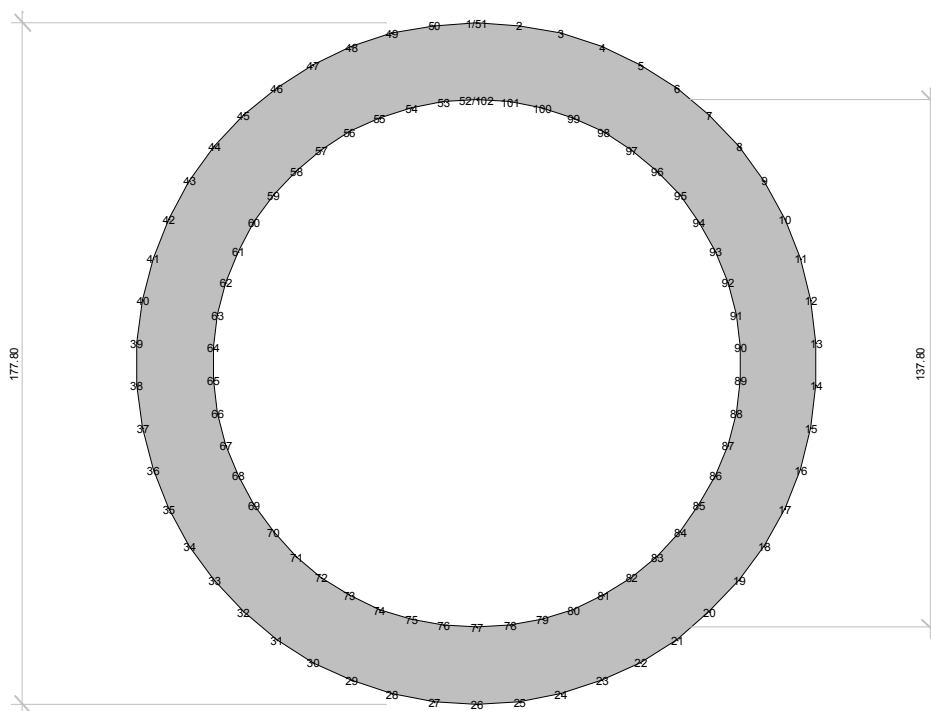
7.7.5.3 Verifiche a pressoflessione e taglio allo stato limite ultimo elastico - slv

N	M	T	descrizione	elemento	σ_{max}	σ_{min}	τ_{max}	σ_{ideale}
-10.66	61.31	65.97	M2max	2872	172.60	-174.75	13.31	176.27
-76.65	51.42	54.73	M2min	2827	137.93	-153.40	11.05	154.59
46.99	111.75	122.26	M3max	2902	321.33	-311.84	24.67	324.16
53.47	37.69	42.62	M3min	2857	112.16	-101.37	8.60	113.14
74.05	105.22	115.41	Pmax Traz.	2872	305.55	-290.61	23.29	308.20
-247.69	0.00	0.22	Pmax Comp.	2840	-24.99	-24.99	0.04	24.99
48.27	110.50	122.56	smax	2902	317.90	-308.16	24.74	320.77
-171.25	37.97	54.94	smin	2872	90.29	-124.85	11.09	126.32

45.86	10.66	122.56	V2max	2902	34.82	-25.56	24.74	55.21
-77.78	3.42	54.94	V3max	2827	1.83	-17.53	11.09	26.00

7.7.5.4 Micropali di fondazione del fusto nuovo e dell'accenno di risvolto – lato sinistro

7.7.5.4.1 Geometria adottata per le verifiche



7.7.5.4.2 Verifiche a pressoflessione e taglio allo stato limite ultimo elastico

N	M	T	descrizione	elemento	σ_{max}	σ_{min}	τ_{max}	σ_{ideale}
-89.84	19.63	21.19	M2max	3097	46.55	-64.68	4.28	65.10
-70.63	7.97	5.02	M2min	3098	15.46	-29.71	1.01	29.77
-105.98	7.88	4.94	M3max	3113	11.64	-33.03	1.00	33.08

-102.93	28.02	30.96	M3min	3112	69.00	-89.77	6.25	90.42
-38.45	20.30	22.56	Pmin Comp.	3097	53.61	-61.37	4.55	61.88
-172.75	0.06	0.14	Pmax Comp.	3059	-17.26	-17.61	0.03	17.61
-95.70	7.32	30.96	smax	3157	11.07	-30.38	6.25	32.25
-159.86	26.59	21.19	smin	3052	59.19	-91.46	4.28	91.76

-102.93	28.02	30.96	V2max	3112	69.00	-89.77	6.25	90.42
-89.84	19.63	21.19	V3max	3097	46.55	-64.68	4.28	65.10

7.7.5.4.3 Verifiche a pressoflessione e taglio allo stato limite ultimo elastico - sly

N	M	T	descrizione	elemento	σ_{max}	σ_{min}	τ_{max}	σ_{ideale}
-133.95	51.81	55.51	M2max	3067	133.27	-160.30	11.20	161.47
-67.95	43.15	45.73	M2min	3127	115.38	-129.09	9.23	130.07
46.32	71.19	78.74	M3max	3127	206.34	-196.99	15.89	208.17
-161.90	41.13	46.02	M3min	3127	100.19	-132.86	9.29	133.83
89.07	39.65	45.65	Pmax Traz.	3052	121.30	-103.33	9.21	122.35
-229.01	0.12	0.48	Pmax Comp.	2969	-22.77	-23.45	0.10	23.45
46.32	71.19	79.05	smax	3127	206.34	-196.99	15.95	208.18
-161.90	41.13	54.74	smin	3127	100.19	-132.86	11.05	134.23

45.19	7.79	79.05	V2max	3127	26.62	-17.50	15.95	38.37
-143.52	3.95	54.74	V3max	3097	-3.31	-25.66	11.05	32.01

8 PORTANZA PALI

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 2 – A2M1).
2. Verifiche delle azioni Sismiche (Approccio 1, combinazione 2 – A2M1).

Si prevede una lunghezza dei micropali di fondazione del paraghiaia e di consolidamento del fusto esistente pari a $L=20.00m$, mentre per il fusto di nuova costruzione e per la fondazione dei risvolti la lunghezza è prevista di $14.00m$.

Si assumono 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
q_s,lim	160 kPa
q_b,lim	6000 kPa

Si riportano di seguito i massimi valori degli sforzi assiali sui micropali della spalla per le combinazioni di carico più significative.

Micropali con perforazione $\phi 240mm$, $L=15.00m$.

Micropali di fondazione del fusto nuovo e accenno di risvolto – lato sinistro

N	M	descrizione	elemento
-156.22	0.00	Pmax Comp.	3065

Fondazione fusto nuovo e accenno di risvolto – lato destro

N	M	descrizione	elemento
-240.50	0.00	Pmax Comp.	2840

Si esegue la verifica di portanza relativa 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”.

CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO COMPRESSO (D.M. 14.01.2008)
LAVORO: VERONA NORD - 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⁽⁷⁾:

$q_b = N_q^* \times \alpha^v$ con: N_q^* : coefficiente di capacità portante corrispondente all'insorgere delle prime deformazioni plastiche ($ced. = 0,06 - 0,10 D$)

N_q^* è 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 ($c = 0, \phi < 0$)

$q_s = K \tan \delta \sigma^v$ con: K assunto pari a $1 - \sin \phi$
 $\tan \delta = \tan \phi$

In ogni caso non viene superato il valore limite di $q_{s,lim}$.

Terreni coesivi ($c > 0$)

$q_s = \alpha c_u$ con: α variabile in funzione di c_u 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 $q_{s,lim}$.

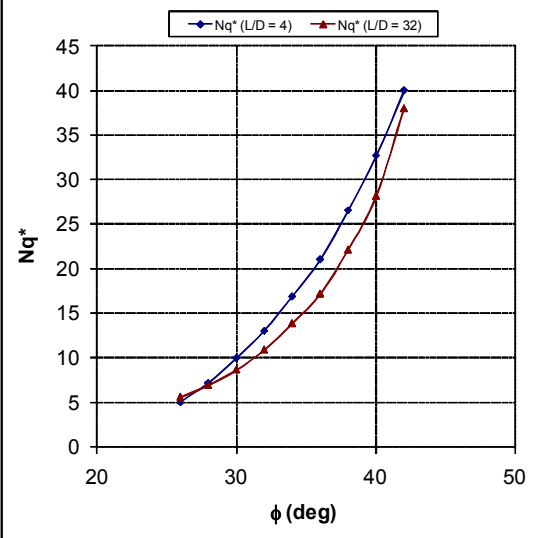
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

	unità	
Diametro palo	m	0.24
Superficie resistente alla punta	m ²	0.05
Superficie laterale per lunghezza unitaria	m ²	0.75
peso specifico del palo	kN/m ³	25.00

STRATIGRAFIA DI PROGETTO (DA Q.T.P.)

n.	DESCRIZIONE	DA	A
1	Rilevato	0.0	-0.5
2	CC - Substrato	-0.5	in giù
3			
4			

Coefficiente N_q^* corrispondente all'insorgere delle prime deformazioni plastiche alla punta



FALDA

	unità	
Quota livello falda da q.t.p.	m	20.00

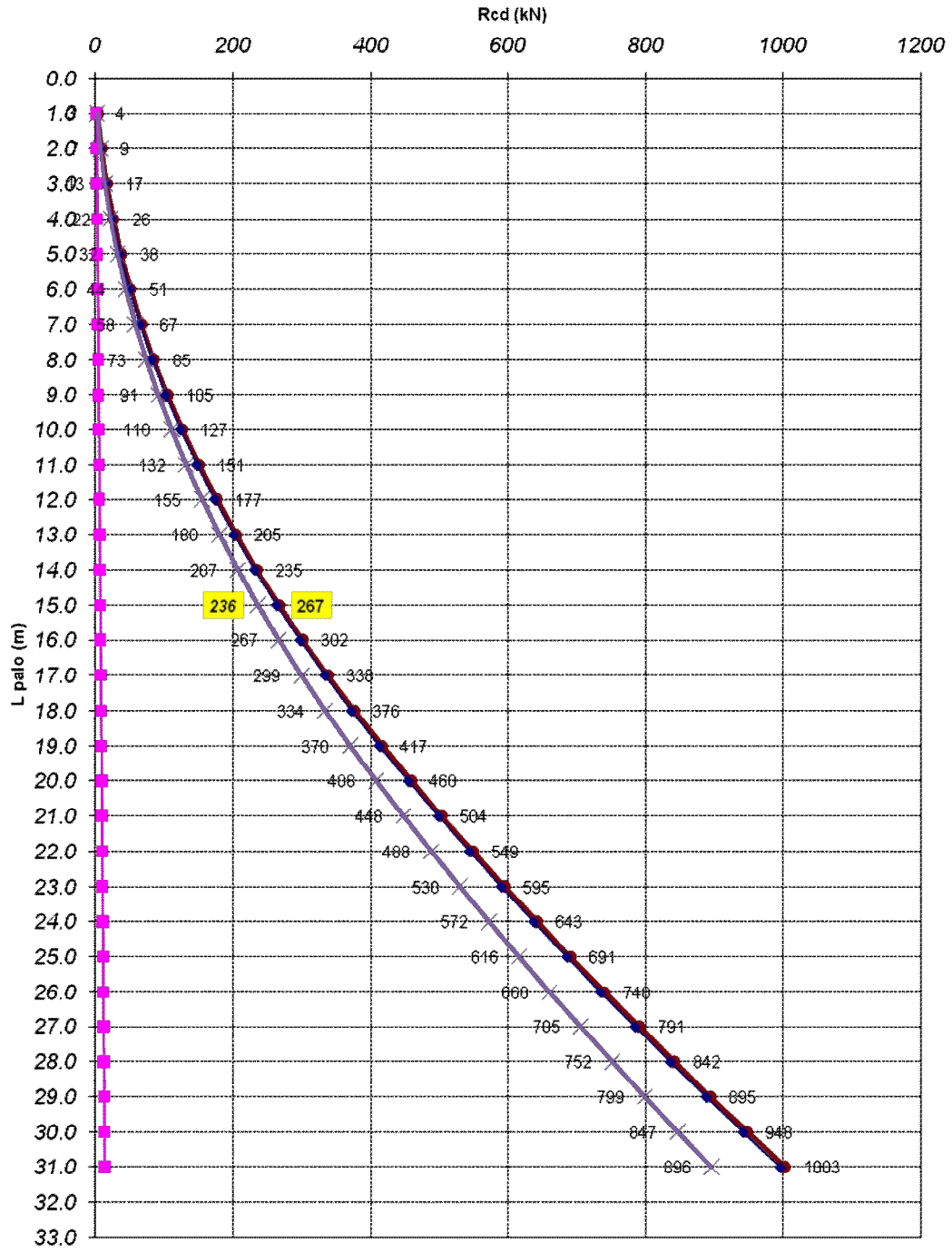
SOVRACCARICO A Q.T.P.

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



—●— Rcd —●— Rsd —■— Rhd —×— Rcdt