

ORDINE DEGLI INGEGNERI  
DELLA PROV. DI TRENTO

dott.ing. **ROBERTO BOSETTI**

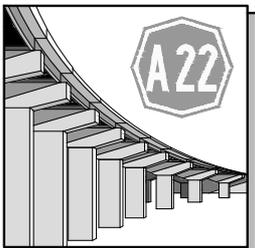
INSCRIZIONE ALBO N° 1027

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)

<b>A1</b>	<b>LOTTO 2 - dal km 223+100 al km 230+717</b>
<b>4.7.1.</b>	<b>INTERVENTI SULLE OPERE D'ARTE</b> Sottopasso ANAS n°11 (pr km 226+731) Relazione tecnica illustrativa e di calcolo

0	MAR. 2021	EMISSIONE	A. SCANDOLA	D. QUATTROCIOCCHI	C. COSTA
REVISIONE:	DATA:	DESCRIZIONE:	REDAZIONE:	VERIFICA:	APPROVAZIONE:
DATA PROGETTO: LUGLIO 2009			<b>DIREZIONE TECNICA GENERALE</b>		IL DIRETTORE TECNICO GENERALE E PROGETTISTA: 
NUMERO PROGETTO: 31/09					





## INDICE

<b>1</b>	<b>RELAZIONE ILLUSTRATIVA</b>	<b>8</b>
1.1	<b>ELEMENTI STRUTTURALI</b>	<b>12</b>
1.1.1	IMPALCATO	12
1.1.2	APPOGGI	13
1.1.3	SPALLE	14
1.2	<b>METODO DI CALCOLO</b>	<b>16</b>
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
<b>2</b>	<b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO</b>	<b>25</b>
2.1	OPERE IN C.A. E ACCIAIO	25
2.2	PRINCIPI E NORME UNI	25
2.3	PRINCIPALI ISTRUZIONI CNR	26
2.4	NORME STRADALI	26
<b>3</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI</b>	<b>28</b>
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 SOLETTA IMPALCATO	30
3.7	ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO	31
3.8	STRUTTURE METALLICHE	31
3.8.1	CARPENTERIA METALLICA	31
3.8.2	PIOLI	31

<b>SOTTOPASSO ANAS N°11 (PR KM 226+731)</b>	<b>AUTOSTRADA DEL BRENNERO</b>	
	CODIFICA DOCUMENTO <b>AI_4_7_1_RELAZIONE_CALCULO.DOC</b>	FOGLIO <b>3 DI 186</b>

<b>3.9</b>	<b>ACCIAIO PER ARMATURA DA PRECOMPRESSIONE</b>	<b>32</b>
<b>3.10</b>	<b>COPRIFERRI</b>	<b>32</b>
<b>4</b>	<b>CODICI DI CALCOLO</b>	<b>33</b>
<b>4.1</b>	<b>SAP 2000</b>	<b>33</b>
<b>4.2</b>	<b>ENG - SIGMAC</b>	<b>35</b>
<b>4.3</b>	<b>VCASLU</b>	<b>36</b>
<b>5</b>	<b>RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO</b>	<b>37</b>
<b>5.1</b>	<b>IMPALCATO</b>	<b>37</b>
<b>5.1.1</b>	<b>CRITERI DI CALCOLO</b>	<b>37</b>
<b>5.1.2</b>	<b>ANALISI DEI CARICHI</b>	<b>38</b>
	<b>PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA (G1)</b>	<b>38</b>
	<b>CARICHI PERMANENTI (G2)</b>	<b>38</b>
	<b>EFFETTI DEL RITIRO</b>	<b>38</b>
	<b>EFFETTI DELLE DILATAZIONI TERMICHE DIFFERENZIALI</b>	<b>38</b>
	<b>AZIONE DEL VENTO</b>	<b>38</b>
	<b>CARICHI MOBILI (Q)</b>	<b>39</b>
<b>5.1.3</b>	<b>MODELLI DI CALCOLO</b>	<b>41</b>
<b>5.1.4</b>	<b>ANALISI STRUTTURALE</b>	<b>41</b>
<b>5.1.4.1</b>	<b>Criteri generali</b>	<b>41</b>
<b>5.1.4.2</b>	<b>Calcolo delle sollecitazioni</b>	<b>42</b>
<b>5.1.5</b>	<b>VERIFICHE STATICHE IMPALCATO ALLO SLU</b>	<b>42</b>
<b>5.1.5.1</b>	<b>Classificazione della sezione in campata</b>	<b>43</b>
<b>5.1.5.2</b>	<b>Verifica di resistenza</b>	<b>43</b>
<b>5.1.5.3</b>	<b>Stati limite ultimi di stabilità della sezione metallica</b>	<b>52</b>
	<b>Verifica all'imbozzamento dei pannelli d'anima</b>	<b>52</b>
	<b>Verifica degli irrigidimenti trasversali</b>	<b>55</b>
<b>5.1.6</b>	<b>VERIFICA DEI PIOLI</b>	<b>57</b>
<b>5.1.7</b>	<b>STATO LIMITE ULTIMO DI FATICA</b>	<b>61</b>
<b>5.1.7.1</b>	<b>Verifiche per vita illimitata</b>	<b>61</b>
<b>5.1.7.2</b>	<b>Verifica della sezione</b>	<b>62</b>
<b>5.1.8</b>	<b>VERIFICHE IMPALCATO AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO</b>	<b>64</b>

SOTTOPASSO ANAS N°11 (PR KM 226+731)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO	
	CODIFICA DOCUMENTO	FOGLIO
	AI_4_7_1_RELAZIONE CALCOLO.DOC	4 DI 186
5.1.8.1	Verifica tensionale della sezione	64
5.1.8.2	Verifica della connessione trave - soletta	65
5.1.9	VERICHE STATICHE IMPALCATO ALLO SLE	67
5.1.9.1	Verifica tensionale	67
5.1.9.1	Verifica a fessurazione della soletta	67
5.1.9.2	Stato limite di deformazione	67
5.2	SOLETTA	69
5.2.1	VERIFICHE IN DIREZIONE TRASVERSALE	70
5.2.1.1	Fase provvisoria	70
5.2.2	FASE DEFINITIVA	73
5.2.2.1	Carichi permanenti	73
5.2.2.2	Carichi accidentali	76
5.2.2.3	Urto di veicolo in svio	80
5.2.2.4	Riepilogo delle sollecitazioni massime e combinazione di carico	82
5.2.2.5	Verifiche di resistenza	83
5.2.2.6	Verifica in condizioni eccezionali: urto di veicolo in svio	87
5.2.3	VERIFICHE IN DIREZIONE LONGITUDINALE	88
5.2.3.1	Verifiche di resistenza (SLU)	88
5.3	TRAVERSI	89
5.3.1	MODELLO DI CALCOLO	89
5.3.2	VERIFICHE DI RESISTENZA	90
5.3.3	VERIFICA DEL GIUNTO TRAVE – TRAVERSO	91
6	RELAZIONE DI CALCOLO APPOGGI	94
6.1	AZIONI SUGLI APPOGGI	96
6.1.1	CARICHI STATICI	97
6.1.2	SISMA	97
7	RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE	101
7.1	SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA	101
7.1.1	SPALLA	101
7.1.2	IMPALCATO	102
7.1.3	CONVENZIONI SUI SEGNI	106
7.2	DATI PER ANALISI SISMICA	106

<b>7.3</b>	<b>ELENCO DATI</b>	<b>107</b>
7.3.1	DATI RELATIVI ALLE TRAVI	107
7.3.2	DATI RELATIVI ALLA SOLETTA, ALLA PAVIMENTAZIONE ED ALLE FINITURE	107
7.3.3	DATI RELATIVI AI CARICHI MOBILI	107
7.3.4	DATI RELATIVI ALLE AZIONI SISMICHE	108
7.3.5	DATI RELATIVI AGLI APPOGGI ED ALLA CURVATURA IMPALCATO	109
7.3.6	DATI RELATIVI AI BAGGIOLI	109
7.3.7	DATI RELATIVI ALLA SPALLA	110
7.3.8	DATI RELATIVI ALLA PLATEA DI FONDAZIONE	110
7.3.9	DATI RELATIVI AL TERRENO	111
7.3.10	DATI RELATIVI ALLA PALIFICATA DI FONDAZIONE	111
<b>7.4</b>	<b>CASI DI CARICO E COMBINAZIONI</b>	<b>112</b>
7.4.1	CARICHI ELEMENTARI	112
7.4.2	COMBINAZIONI DI CARICO	115
<b>7.5</b>	<b>AZIONI</b>	<b>119</b>
7.5.1	AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO	119
7.5.1.1	Carichi permanenti	119
7.5.1.2	Carichi accidentali	119
7.5.1.3	Azione di frenamento	120
7.5.1.4	Azione centrifuga	120
7.5.1.5	Azione del vento	120
7.5.1.6	Azione sismica	121
7.5.1.7	Azione di attrito	122
7.5.2	AZIONI RELATIVE ALLA SPALLA	122
7.5.2.1	Peso proprio	122
7.5.2.2	Spinta delle terre	122
7.5.2.2.1	Spinta del terreno di monte	123
7.5.2.2.2	Spinta relativa del sovraccarico sul terrapieno	124
7.5.2.2.3	Spinta relativa al terreno di valle	126
7.5.2.2.4	Carico sulla platea fondazione	127
7.5.2.3	Azione del vento	127

SOTTOPASSO ANAS N°11 (PR KM 226+731)	AUTOSTRADA DEL BRENNERO	
	CODIFICA DOCUMENTO	FOGLIO
	A1_4_7_1_RELAZIONE CALCOLO.DOC	6 DI 186
7.5.2.4	Azione sismica	128
7.5.2.5	Azioni inerziali	128
7.5.2.5.1	Spinta terre	129
<b>7.6</b>	<b>SOLLECITAZIONI</b>	<b>131</b>
7.6.1	SOLLECITAZIONI MICROPALI DI FONDAZIONE	131
7.6.1.1	Stati limite ultimi Struttura: A1+M1	133
7.6.1.2	Stati limite ultimi Geotecnica: A2+M1	135
7.6.1.3	Condizione sismica Struttura: A1+M1	136
7.6.1.4	Condizione sismica Geotecnica: A2+M1	138
7.6.2	SOLLECITAZIONI FUSTO ESISTENTE	140
7.6.2.1	Stati limite ultimi Struttura: A1+M1	140
7.6.2.2	Condizione sismica Struttura: A1+M1	141
7.6.3	SOLLECITAZIONI MURI DI RISVOLTO	141
7.6.3.1	Stati limite ultimi Struttura: A1+M1	142
7.6.3.2	Condizione sismica Struttura: A1+M1	143
<b>7.7</b>	<b>VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI</b>	<b>145</b>
7.7.1	VERIFICHE FUSTO ESISTENTE	145
7.7.1.1	Verifiche allo stato limite ultimo per Presso-Flessione – Direzione 1 (armatura orizzontale)	147
7.7.1.2	Verifiche allo stato limite ultimo per Presso-Flessione – Direzione 2 (armatura verticale)	148
7.7.1.3	Verifiche a taglio allo stato limite ultimo	149
7.7.1.4	Verifiche slu (sisma)	150
7.7.2	VERIFICHE MURI DI RISVOLTO	153
7.7.2.1	Risvolto sinistro	153
7.7.2.2	Verifiche allo stato limite ultimo per Presso-Flessione – Direzione 1 (armatura orizzontale)	154
7.7.2.3	Verifiche allo stato limite ultimo per Presso-Flessione – Direzione 2 (armatura verticale)	155
7.7.2.4	Verifiche a taglio allo stato limite ultimo	156
7.7.2.5	Verifiche slu (sisma)	157
7.7.3	RISVOLTO DESTRO	158
7.7.3.1	Verifiche allo stato limite ultimo per Presso-Flessione – PORZIONE ALTA - Direzione 1 (armatura orizzontale)	161
7.7.3.2	Verifiche allo stato limite ultimo per Presso-Flessione – PORZIONE ALTA - Direzione 2 (armatura verticale)	162

<b>SOTTOPASSO ANAS N°11 (PR KM 226+731)</b>	<b>AUTOSTRADA DEL BRENNERO</b>	
	CODIFICA DOCUMENTO <b>AI_4_7_1_RELAZIONE_CALCULO.DOC</b>	FOGLIO <b>7 DI 186</b>

7.7.3.3	Verifiche allo stato limite ultimo per Presso-Flessione – PORZIONE BASSA - Direzione 1 (armatura orizzontale)	163
7.7.3.4	Verifiche allo stato limite ultimo per Presso-Flessione – PORZIONE BASSA - Direzione 2 (armatura verticale)	164
7.7.3.5	Verifiche a taglio allo stato limite ultimo	165
7.7.3.6	Verifiche in campo elastico (sisma)	166
7.7.4	<b>VERIFICHE MICROPALI</b>	<b>167</b>
7.7.4.1	Micropali di fondazione del paraghiaia	167
7.7.4.1.1	Geometria adottata per le verifiche	168
7.7.4.1.2	Verifiche a pressoflessione e taglio allo stato limite ultimo elastico	169
7.7.4.1.3	Verifiche a pressoflessione e taglio allo stato limite ultimo elastico - slv	170
7.7.4.2	Micropali di fondazione del risvolto destro	170
7.7.4.2.1	Geometria adottata per le verifiche	171
7.7.4.2.2	Verifiche a pressoflessione e taglio allo stato limite ultimo elastico	172
7.7.4.2.3	Verifiche a pressoflessione e taglio allo stato limite ultimo elastico - slv	173
7.7.4.3	Micropali di fondazione del risvolto sinistro	173
7.7.4.3.1	Geometria adottata per le verifiche	174
7.7.4.3.2	Verifiche a pressoflessione e taglio allo stato limite ultimo elastico	175
7.7.4.3.3	Verifiche a pressoflessione e taglio allo stato limite ultimo elastico - slv	176
7.7.4.4	Micropali del fusto nuovo	176
7.7.4.4.1	Geometria adottata per le verifiche	177
7.7.4.4.2	Verifiche a pressoflessione e taglio allo stato limite ultimo elastico	178
7.7.4.4.3	Verifiche a pressoflessione e taglio allo stato limite ultimo elastico - slv	179
7.7.4.5	Micropali del fusto esistente	179
7.7.4.5.1	Geometria adottata per le verifiche	180
7.7.4.5.2	Verifiche a pressoflessione e taglio allo stato limite ultimo elastico	181
7.7.4.5.3	Verifiche a pressoflessione e taglio allo stato limite ultimo elastico - slv	182
<b>8</b>	<b>PORTANZA PALI</b>	<b>183</b>

## 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 sottopasso individuato col nome ANAS11.

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 della sottopassante strada.

Il ponte presenta una campata struttura mista acciaio-calcestruzzo per ogni via di corsa (Nord e Sud), sostenute da spalle in c.c.a superficiali per la via sud e spalle a diaframmi per la via nord: 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.

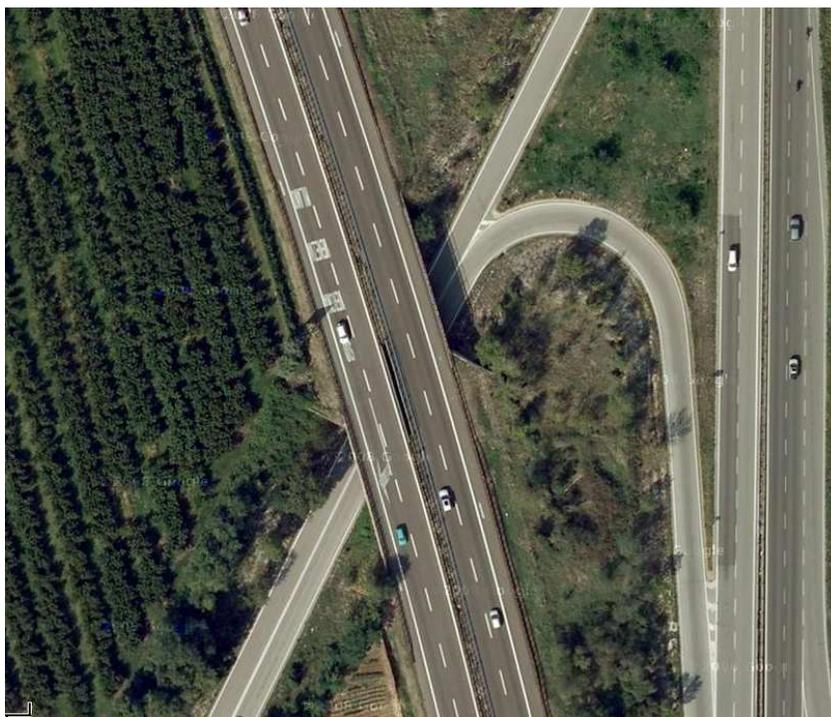
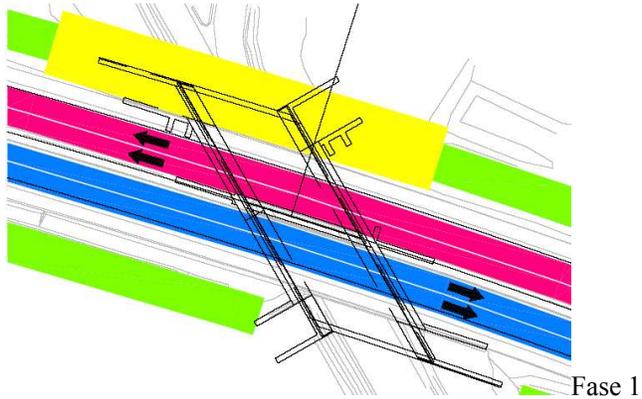


Figura 1.1 Vista planimetrica stato di fatto

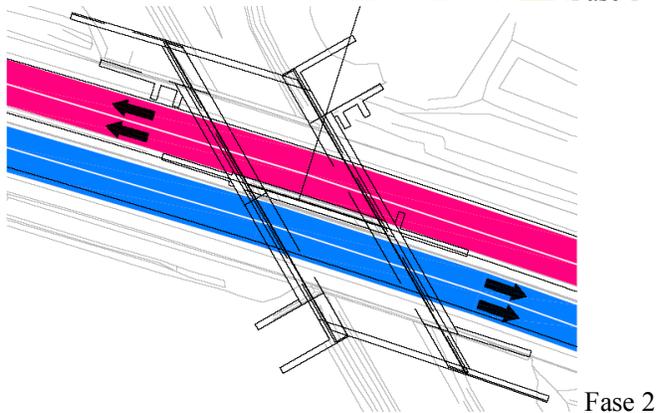
Il viadotto in progetto è a due carreggiate separate ed è costituito da una campata di luce 19.20m e l'asse di tracciamento è caratterizzato da un raggio di curvatura pari a 1571m. Il progetto del nuovo impalcato richiede un abbassamento massimo del franco pari a 20,30cm.

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

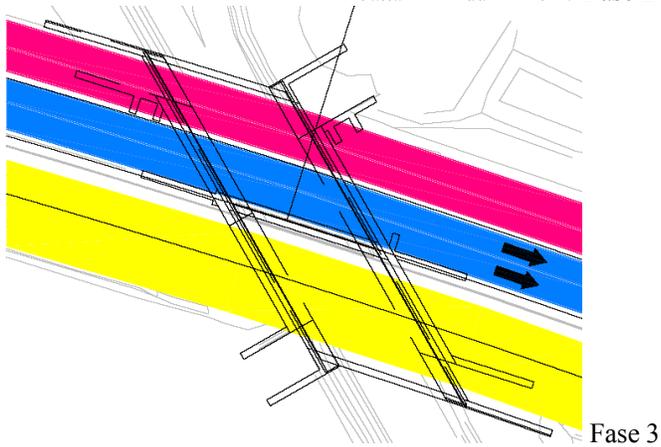
1. realizzazione dei rilevati necessari per l'allargamento della sede autostradale (in entrambe le carreggiate), previo restringimento delle carreggiate (sia direzione Trento, sia direzione Modena) verso il centro dell'autostrada, occupando la corsia di emergenza come cantiere. Realizzazione del prolungamento 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 e dei diaframmi mediante micropali e tiranti. Messa in opera delle travi in acciaio piu' esterne e della soletta in calcestruzzo a lastre tralicciate fino alla zona di collegamento provvisorio all'impalcato 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 prossimita' dell'asse di tracciamento per consentire la realizzazione della spalla della via sud, previa demolizione dell'impalcato e della sommita' 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 sommita'); inserimento di palancole a proseguimento del muro andatore per consentire la realizzazione dei muri di risvolto. Messa in opera delle travi in acciaio e realizzazione dell'impalcato dalla via Sud;
4. convogliamento del traffico sulla via Sud (due corsie di marcia verso Modena, due verso Trento); Demolizione dell'impalcato centrale direzione Trento e della sommita' 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 acciaio e realizzazione dell'impalcato di progetto da collegare alla parte di impalcato realizzato in fase 1.



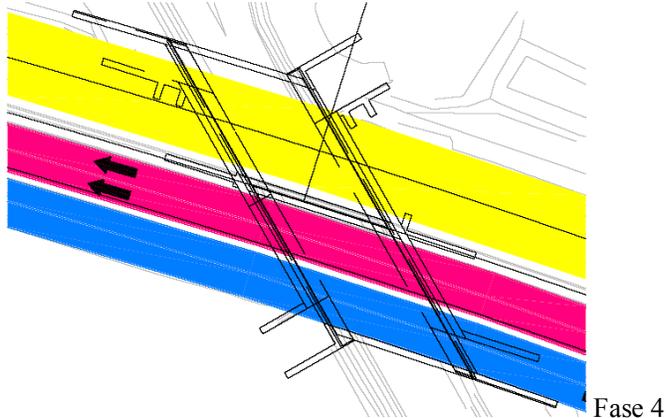
Fase 1



Fase 2



Fase 3



Fase 4

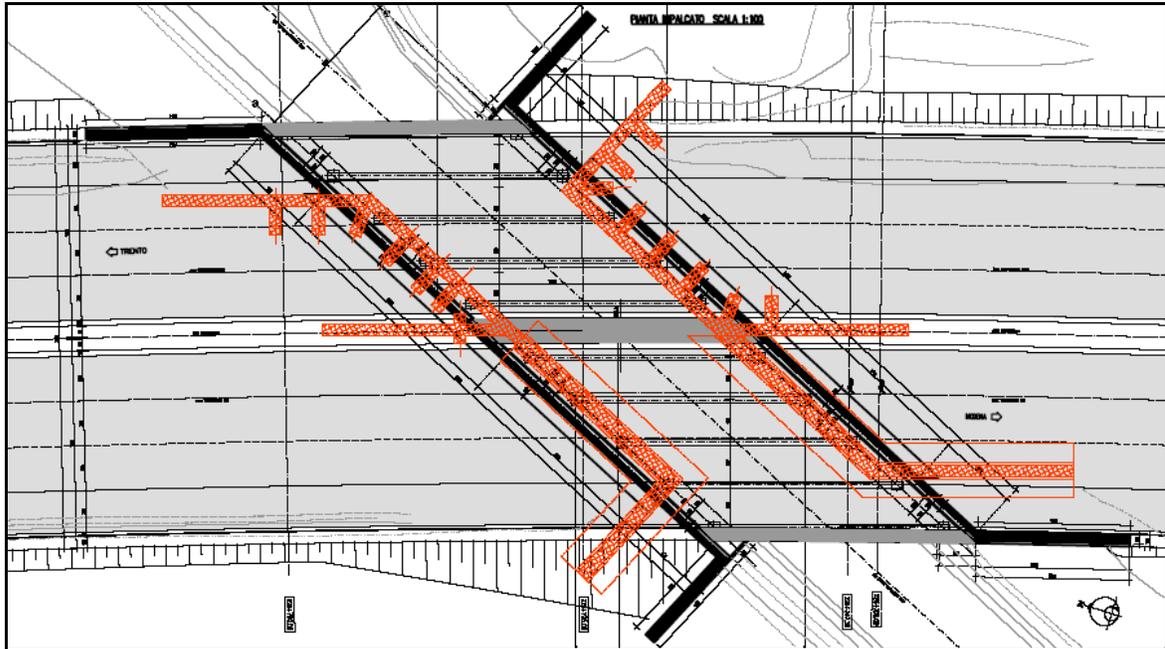


Figura 1.2 Pianta impalcato

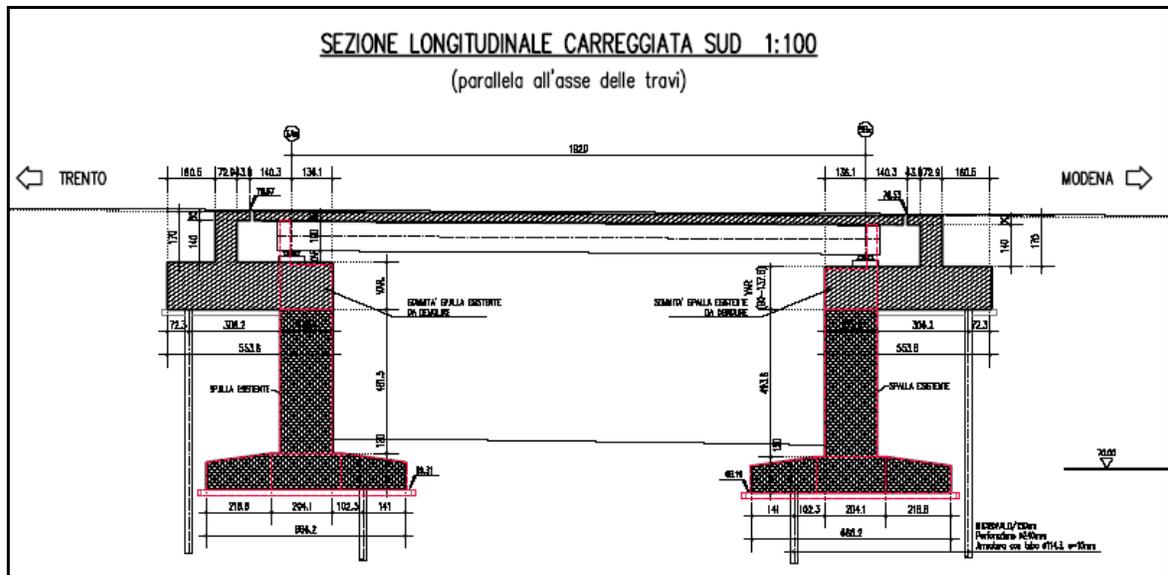


Figura 1.3 Sezione longitudinale

## 1.1 ELEMENTI STRUTTURALI

### 1.1.1 IMPALCATO

Il ponte presenta due carreggiate separate, ciascuna a campata singola di luce  $L = 19.20\text{m}$  e retro trave di  $0.50\text{m}$ .

Si prevede, per entrambe le vie di corsa, un impalcato continuo a struttura mista con travi in acciaio di altezza  $100\text{cm}$  ed interasse  $3.55\text{m}$ , e soletta superiore in conglomerato cementizio armato in lastre tralicciate di spessore complessivo  $30\text{cm}$ . La larghezza totale della soletta dell'impalcato è pari a  $16.90\text{m}$  per la carreggiata sud e  $17.55\text{m}$  per la carreggiata nord. Tale larghezza totale è dovuta alla somma delle larghezze di due cordoli ( $0.55\text{m}$  lato esterno carreggiata sud,  $1.20$  con barriera in carreggiata nord e  $0.90\text{m}$  lato interno) e ad una superficie carrabile totale di  $15.38\text{m}$  ( $3 \times 3.75 + 3.60 + 0.58 \times 2\text{m}$ ) oltre che dall'ingombro degli elementi di bordo. La pendenza trasversale della carreggiata, essendo in clotoide, ha un valore variabile dal  $4.17\%$  al  $5.50\%$ , fatta eccezione per la corsia di emergenza della via Nord, che presenta una contropendenza del  $2.50\%$  verso Trento.

Il numero di travi è pari a 5 e non si differenzia per le due vie di corsa.

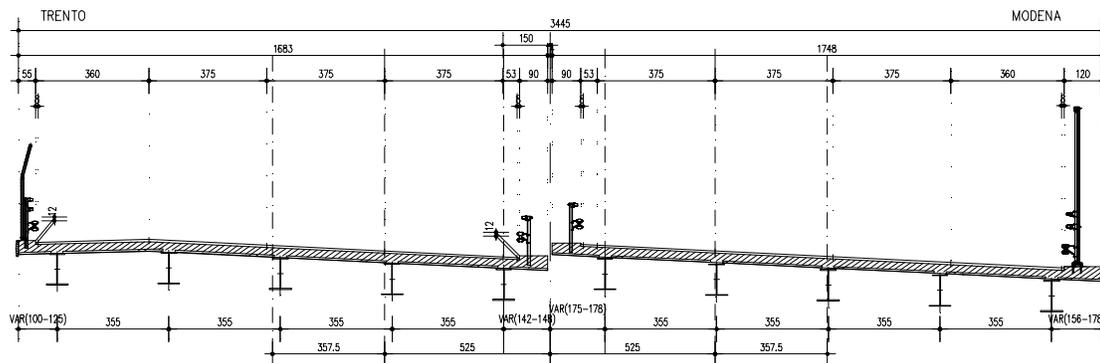


Figura 1.4 Sezione in retto impalcato

### 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 cuscino 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: 5+5=10 isolatori elastomerici

Spalla B: 5+5=10 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  $C_u=2$ ).

### 1.1.3 SPALLE

Le spalle in progetto (spalla A lato Trento e spalla B lato Modena) hanno una geometria particolare in quanto devono integrarsi con le strutture esistenti: tali strutture sono di due tipologie differenti, ed in specifico in corrispondenza dell'attuale via Sud sono spalle in c.a. con ciabatta superficiale, mentre in corrispondenza della via Nord sono diaframmi a "T", anche come muri di risvolto.

Si prevede quindi un consolidamento delle strutture in essere mediante micropali e tiranti, previa demolizione della sommità per consentire l'adattamento alle strutture in progetto.

A sostegno delle travi si realizzerà una platea superficiale su micropali in prossimità della spalla superficiale e direttamente innestata sulla sommità dei diaframmi preventivamente "scapitozzati" presso la via Nord: da tale platea spicca il paraghiaia in progetto (non è presente un fusto).

All'estremità delle spalle poste sotto la corsia Nord, per consentire l'allargamento degli impalcati, si prevede la realizzazione di porzioni di spalle in ca su micropali, ed i relativi risvolti. Le fondazioni di muri e spalle in progetto, impostati alla quota di quelle esistenti, sono di spessore 1.20m.

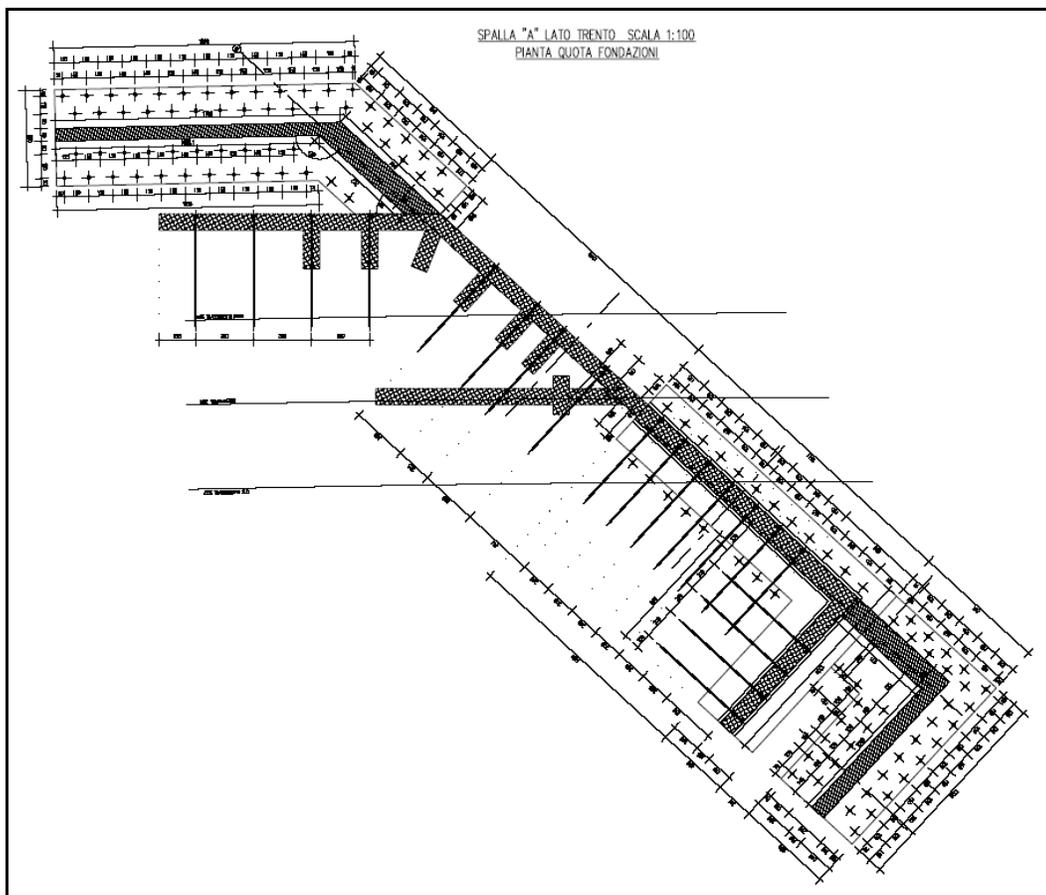


Figura 1.5 Spalle - Pianta delle fondazioni

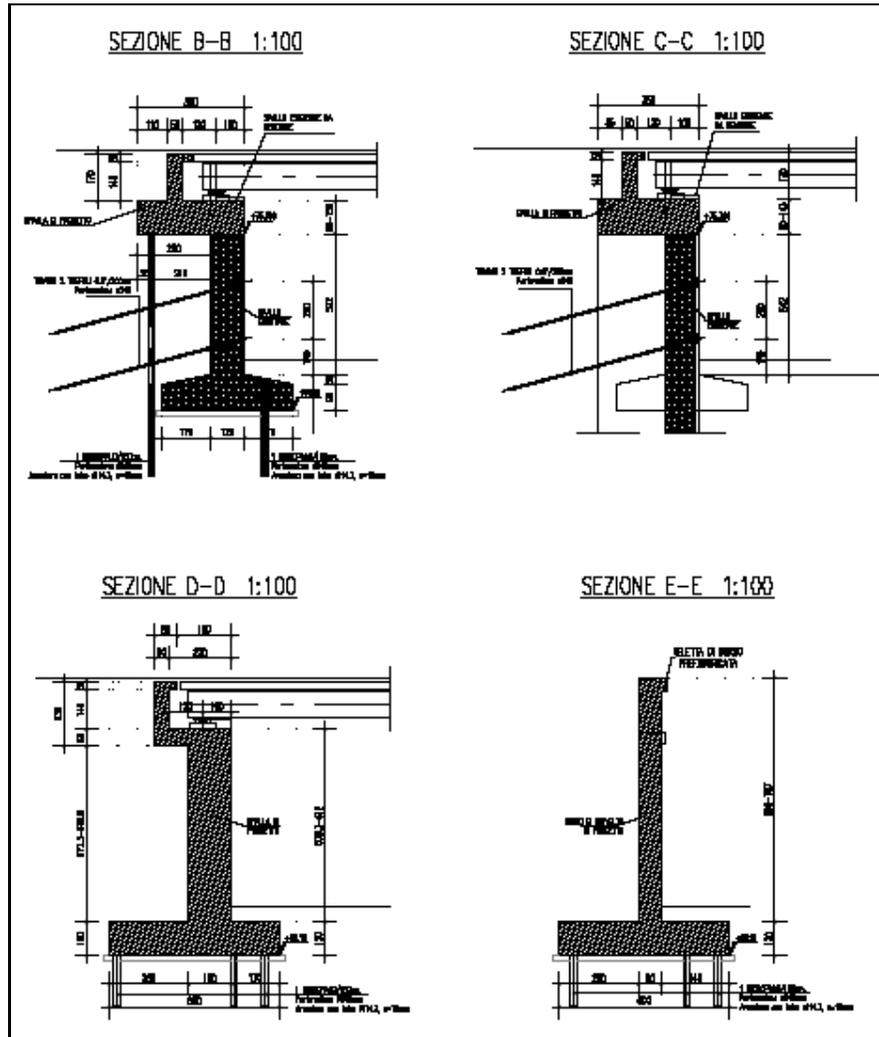


Figura 1.6 Spalle – Sezione trasversale spalla e muro di risvolto

## 1.2 METODO DI CALCOLO

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

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

### 1.2.1 CRITERI E DEFINIZIONE DELL’AZIONE SISMICA

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

Il rispetto degli stati limite si considera conseguito quando:

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

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

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

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

### IMPALCATO

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

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

### SPALLE

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

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

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

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

La classe d'uso assunta è la IV.

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

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

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

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

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

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

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

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

L'opera ricade all'incirca alla Latitudine di 45°25'06 N e Longitudine 10°54'49 E, ad una quota di circa 73 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:

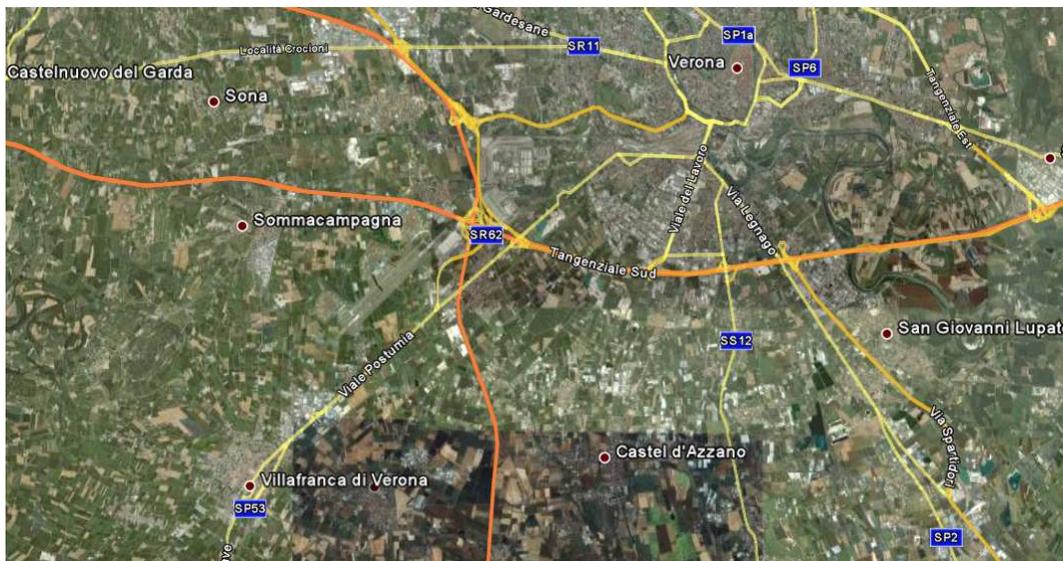


Figura 1.7 Tratto adeguamento del tracciato A22

<input checked="" type="radio"/> Ricerca per coordinate		LONGITUDINE <input type="text" value="10.91361"/>	LATITUDINE <input type="text" value="45.41833"/>
<input type="radio"/> Ricerca per comune		REGIONE <input type="text" value="Veneto"/>	PROVINCIA <input type="text" value="Verona"/>
		COMUNE <input type="text" value="Verona"/>	
Elaborazioni grafiche <input type="button" value="Grafici spettri di risposta"/> <input type="button" value="Variabilità dei parametri"/>		Reticolo di riferimento	
Elaborazioni numeriche <input type="button" value="Tabella parametri"/>		Controllo sul reticolo <input type="radio"/> Sito esterno al reticolo <input type="radio"/> Interpolazione su 3 nodi <input checked="" type="radio"/> Interpolazione corretta	
Nodi del reticolo intorno al sito 		Interpolazione <input type="text" value="superficie rigata"/>	
<p>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".</p>			

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	0.086	2.444	0.262
SLD	201	0.110	2.408	0.271
SLV	<b>1898</b>	<b>0.258</b>	<b>2.406</b>	<b>0.287</b>
SLC	2475	0.285	2.381	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:

$$S_S \text{ (SLV)} \Rightarrow 1.00$$

$$S_T \text{ (SLV)} \Rightarrow 1.00$$

L'accelerazione massima è valutata con la relazione

$$a_{\max}(\text{SLV}) = S \cdot a_g = S_S * S_T * a_g = 0.258g$$

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	<b>1898</b>	<b>0.260</b>	<b>2.406</b>	<b>0.287</b>
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<sub>T</sub> azioni termiche
- Q<sub>w</sub> 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<sub>d</sub> (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<sub>kj</sub> che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G<sub>2</sub>.

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  $\gamma_r$  non si considera)

**OPERE DI FONDAZIONE – DIAFRAMMI (CAP.6.5)***Approccio 1*

Combinazione 1:	(A1+M1+R1)	(STR)
Combinazione 2:	(A2+M2+R2)	(GEO)

*Approccio 2*

(A1+M1+R3) (Se verifica struttura  $\gamma_r$  non si considera)

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

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0.90	1.00	1.00
	sfavorevoli		1.10	1.35	1.00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.50	1.50	1.30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.35	1.35	1.15
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.50	1.50	1.30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{e1}$	0.90	1.00	1.00
	sfavorevoli		1.00 <sup>(3)</sup>	1.00 <sup>(4)</sup>	1.00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.20	1.20	1.00

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno: altrimenti si applicano i valori GEO.

<sup>(2)</sup> 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.

<sup>(3)</sup> 1.30 per instabilità in strutture con precompressione esterna.

<sup>(4)</sup> 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 $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.00	1.25
Coazione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1.00	1.40
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_{\gamma}$	1.00	1.00

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

PARAMETRO	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE E 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  $\gamma_k$  da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
	$\gamma_k$	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale <sup>(1)</sup>	$\gamma_t$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

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

- 5A) STR)  $\Rightarrow E + G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\text{spinte } \Phi_d' = \Phi_k')$
- 5B) GEO) diaframmi  $\Rightarrow E + G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\text{spinte } \Phi_d' = \tan^{-1}(\tan \Phi_k' / \gamma_\phi))$

(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  $\psi_{2i}$  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.

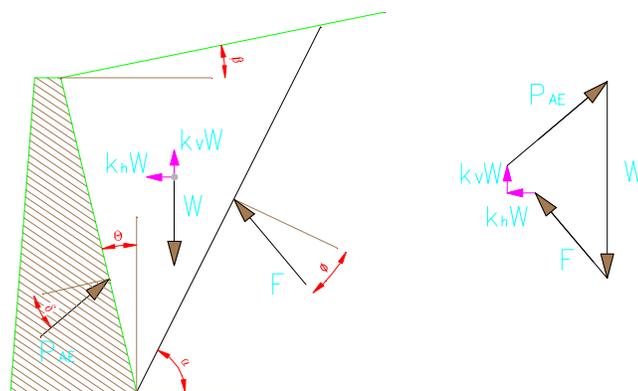
Le caratteristiche dei dispositivi ed in particolare i valori delle rigidezze orizzontali vengono considerate nel calcolo delle sollecitazioni degli elementi di sostegno dell'opera in condizioni sismiche in un'analisi di tipo statico equivalente al fine della valutazione delle azioni sismiche ed in condizioni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

$\gamma^*$  : 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 per l'impiego;

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

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

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

### 2.4 NORME STRADALI

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

**SOTTOPASSO ANAS N°11 (PR KM 226+731)**

**AUTOSTRADA DEL BRENNERO**

CODIFICA DOCUMENTO

FOGLIO

AI\_4\_7\_1 RELAZIONE CALCOLO.DOC

27 DI 186

**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 9898	A/C massimo	Contenuto minimo di cemento kg/m <sup>3</sup>	Rok minima N/mm <sup>2</sup>	Contenuto minimo di aria %	Copri ferro minimo Mm
1 Assenza di rischio di corrosione o attacco								
X0	Molto secco	Cls per interni di edifici con umidità dell'aria molto bassa	1	-		C12/15	-	15
2 Composizione delle armature per effetto della carbonatazione								
XC1	Secco o permanentemente bagnato	Cls per interni di edifici con umidità relativa bassa o immerso in acqua	2a	0,65	260	C20/25	-	20
XC2	Bagnato, raramente secco	Superfici in cls a contatto con acqua per lungo tempo es. fondazioni	2a	0,60	280	C25/30	-	20
XC3	Umidità moderata	Cls per interni con umidità relativa moderata o alta e cls all'esterno protetto dalla pioggia	5a	0,55	280	C30/37	-	30
XC4	Ciclicamente bagnato ed asciutto	Superfici in cls a contatto con l'acqua, non nella classe XC2.	4a, 5b	0,50	300	C30/37	-	30
3 Composizione delle armature per effetto dei cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare								
XD1	Umidità moderata	Superfici in cls esposte a nebbia salina	5a	0,55	300*	C30/37	-	30
XD2	Bagnato, raramente asciutto	Piscine; cls esposto ad acque industriali contenenti cloruri	4a, 5b	0,55	300	C30/37	-	30
XD3	Ciclicamente bagnato ed asciutto	Parti di ponti esposte a spruzzi contenenti cloruri, pavimentazioni di parcheggio	5c	0,45	320	C35/45	-	40
4 Composizione delle armature indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare								
XS1	Esposto alla nebbia salina ma non all'acqua di mare	Strutture prossime o sulla costa	4a, 5b	0,50	300	C30/37	-	30
XS2	Permanentemente sommerso	Parti di strutture marine	5c	0,45	320	C35/45	-	40
XS3	Zone esposte alle onde o alla marea	Parti di strutture marine	5c	0,45	340	C35/45	-	40
5 Attacco dei cicli di gelo/disgelo o con o senza sali disgelanti								
XF1	Moderata saturazione d'acqua in assenza di sali disgelanti	Superfici verticali in cls esposte alla pioggia e al gelo	2b	0,55	300	C30/37	-	30
XF2	Moderata saturazione d'acqua in presenza di sali disgelanti	Superfici verticali in cls di strutture stradali esposte al gelo e nebbia dei sali disgelanti	3, 4b	0,55	300	C25/30	4,0 e aggregati resistenti al gelo/Disgelo	30
XF3	Elevata saturazione d'acqua in assenza di sali disgelanti	Superfici orizzontali in cls esposte alla pioggia e al gelo	2b	0,50	320	C30/37	4,0 e aggregati resistenti al gelo/Disgelo	30
XF4	Elevata saturazione d'acqua in presenza di sali disgelanti o acqua di mare	Strade e impalcati da ponte esposti ai sali disgelanti. Superfici in cls esposte direttamente a nebbia contenente sali disgelanti	3, 4b	0,45	340	C30/37	4,0 e aggregati resistenti al gelo/Disgelo	40
6 Attacco chimico								
XA1	Ambiente chimico debolmente aggressivo (vd. prospetto 2 della EN 206)	-	5a	0,55	300	C30/37	-	30
XA2	Ambiente chimico moderatamente aggressivo (vd. prospetto 2 della EN 206)	-	4*, 5b	0,50	320 cemento resistente ai solfati	C30/37	-	30
XA3	Ambiente chimico fortemente aggressivo (vd. prospetto 2 della EN 206)	-	5c	0,45	360 cemento resistente ai solfati	C35/45	-	40

**Conglomerato cementizio per elementi strutturali:**

ELEMENTO	CLASSE DI ESPOSIZIONE	CLASSE DI RESISTENZA MINIMA (Mpa)	COPRIFERRO (mm)	CLASSE DI CONSISTENZA	CLASSE DI CONTENUTO IN CLORURI	DIMENSIONE MASSIMA NOMINALE DEGLI AGGREGATI (mm)
PALI $\Phi < 800$ 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 PILE E SPALLE	XC4+XD1+XF4	C32/40	50	S4	0.40	25
BAGGIOLI E RITEGNI	XC4+XD1+XF4	C35/45	40	S5	0.40	20
IMPALCATI GETTATI IN OPERA	XC4+XD3+XF4	C35/45	40	S4/S5	0.20	25
TRAVI PREFABBRICATE	XC4+XD3+XF4	C45/55	40	S4/S5	0.20	20/25
SOLETTE GETTATE IN OPERA	XC4+XD3+XF4	C35/45	50	S4/S5	0.20	25

**3.2 CALCESTRUZZO PER MAGRONE**

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

**3.3 CALCESTRUZZO PER PALI DI FONDAZIONE**

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

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

**3.4 CALCESTRUZZO PER OPERE DI FONDAZIONE**

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

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

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

### 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  $\geq 40$  N/mm<sup>2</sup>, che presenta le seguenti caratteristiche:

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

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

### 3.6 CALCESTRUZZO PER SOLETTA IMPALCATO

Per la realizzazione della soletta d'impalcato in cemento armato, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe Rck  $\geq 45$  N/mm<sup>2</sup>, che presenta le seguenti caratteristiche:

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

### 3.7 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

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

Proprietà	Requisito
Limite di snervamento $f_y$	$\geq 450$ MPa
Limite di rottura $f_t$	$\geq 540$ 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 <sup>2</sup>
Tensione caratteristica a rottura	→ $f_{tk} \geq$	540.00 N/mm <sup>2</sup>
Tensione di calcolo elastica	→ $\sigma_e = 0.80 * f_{yk} =$	360.00 N/mm <sup>2</sup>
Fattore di sicurezza acciaio	→ $\gamma_s =$	1.15
Resistenza a trazione di calcolo	→ $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s =$	391.30 N/mm <sup>2</sup>

### 3.8 STRUTTURE METALLICHE

#### 3.8.1 CARPENTERIA METALLICA

S355 (ex Fe 510)

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

Elementi principali composti per saldatura

#### 3.8.2 PIOLI

Secondo UNI EN ISO 13918

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

Acciaio ex ST37-3K (S235J2G3+C450)

Tensione di snervamento	→ $f_y \geq$ 350.00 N/mm <sup>2</sup>
Tensione di rottura	→ $f_t \geq$ 450.00 N/mm <sup>2</sup>

### 3.9 ACCIAIO PER ARMATURA DA PRECOMPRESSIONE

Barre per tiranti:

Si adotta acciaio armonico in trefoli da 0.6" (area 139 mm<sup>2</sup>) stabilizzato avente caratteristiche:

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

### 3.10 COPRIFERRI

Pile e Spalle - Si adottano copriferri pari a:

	Copriferro - $c_{min}$ [mm]
<i>FONDAZIONI</i>	
Pali $f < 800$ mm	60
Pali $f \geq 800$ 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
<b>SAP 2000</b>	<b>14.1.0</b>	<b>29 Luglio 2008</b>	<b>CSI</b>	<b>10.09.2009</b>	(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 e' condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tensodeformativo indotto da carichi statici.

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

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

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

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

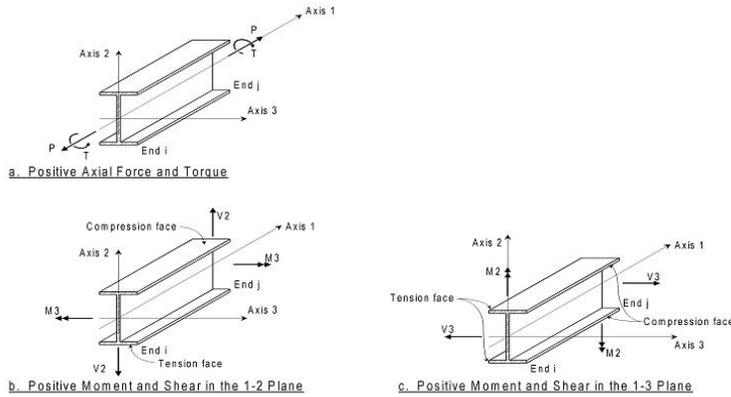


Figura 4.1 Elementi Frame – Convenzione sui segni

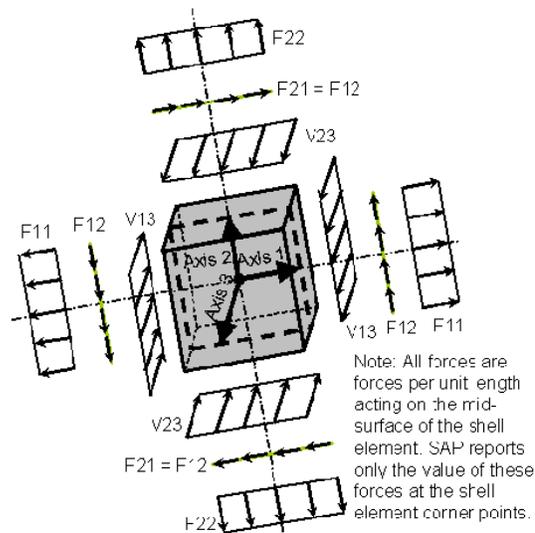


Figura 4.2 Elementi Shell – Convenzione sui segni

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

**4.2 ENG - SIGMAC**

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

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

**TRSP:** calcolo di telai

**GRAT:** calcolo di grigliati

**TCONT:** calcolo di travi continue

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

**MURO:** calcolo muri di sostegno

**DIAF:** calcolo di diaframmi - berlinesi – palanco late

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

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

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

**TELAI**

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

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

**VERIFICA SEZ IN C.A.**

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

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

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

#### 4.3 VCASLU

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

## 5 RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

### 5.1 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.

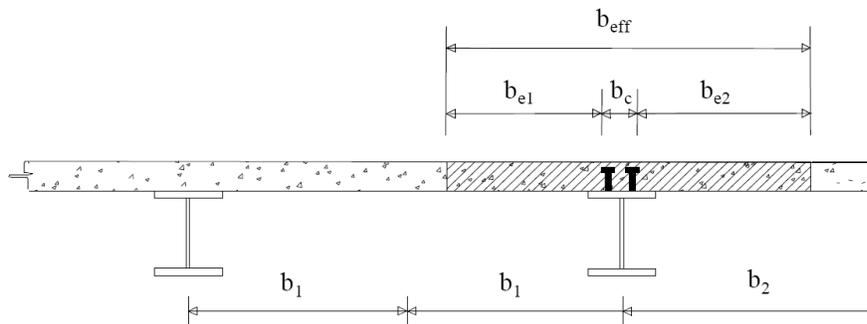
La trave composta è discretizzata in conci di sezione costante, tenendo conto quindi delle variazioni geometriche e delle azioni concentrate.

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

$$L_e = 19.20\text{m} \quad L_e/8 = 2.40\text{m} \quad b_{\text{eff}} = 0.10 + 2 * 1.78 \approx 3.65\text{m}$$

$$\text{Presso spalle: } \beta = (0.55 + 0.025 * 19.20 / 2.40) = 0.75$$

$$b_{\text{eff}} = 0.10 + 2 * 1.78 * 0.75 = 2.77\text{m}$$



**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 (G<sub>1</sub>)

Carpenteria metallica	3.00 kN/m <sup>2</sup>	*	17.50 m	=	52.50 kN/m
Soletta	25 kN/m <sup>3</sup>	*	0.30 m	* 17.50 m	= 131.25 kN/m
Totale (G <sub>1</sub> )					<u>183.75 kN/m</u>

#### Carichi permanenti (G<sub>2</sub>)

Pavimentazione stradale	3.00 kN/m <sup>2</sup>	*	15.60 m	=	46.80 kN/m
Cordoli	25 kN/m <sup>3</sup>	*	1.90 m	* 0.12 m	= 5.70 kN/m
Barriere, parapetti, velette					<u>7.50 kN/m</u>
Totale (G <sub>2</sub> )					<u>60.00 kN/m</u>

#### Carichi permanenti (G<sub>2</sub>)

Pavimentazione stradale	3.00 kN/m <sup>2</sup>	*	15.60 m	=	46.80 kN/m
Cordoli	25 kN/m <sup>3</sup>	*	1.90 m	* 0.12 m	= 5.70 kN/m
Barriere, parapetti, velette					<u>7.50 kN/m</u>
Totale (G <sub>2</sub> )					<u>60.00 kN/m</u>

#### 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.

$$\varepsilon_r = 0.00037$$

$$N_{rit} = \varepsilon_r E_a A_a = 0.00037 \times 210000 \times (240 \times 3550) / 18 \times 10^{-3} = 3658 \text{ kN}$$

$$M_{rit} = 3658 \times 37.0 = 1353 \text{ kNm}$$

#### 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.

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

$$N_{\Delta T} = \alpha \Delta T E_a A_c / n = \pm 1.0 \times 10^{-5} \times 10 \times 210000 \times (300 \times 3550) / 6 \times 10^{-3} = \pm 3728 \text{ kN}$$

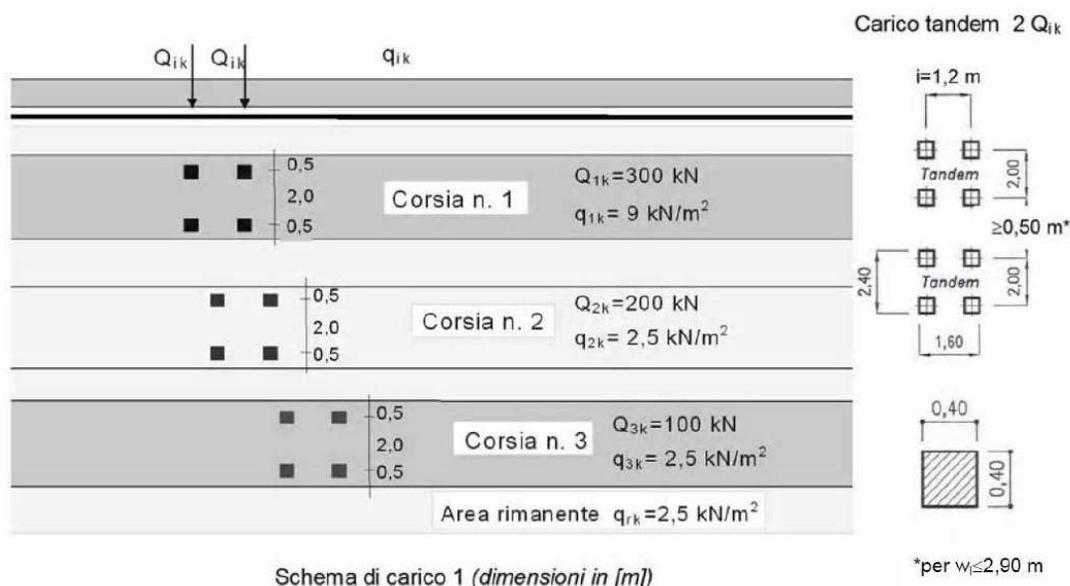
$$M_{\Delta T} = \pm 3728.6 \times 0.19 = \pm 708 \text{ kNm}$$

#### Azione del vento

Pressione del vento				=	2.50 kN/m <sup>2</sup>
Risultante del vento	2.50 kN/m <sup>2</sup>	*	4.30 m	=	10.75 kN/m
Momento del vento	10.75 kN/m	*	2.15 m	=	23.11 kNm/m
Carico vento su trave esterna	23.11 kNm/m	/	14.20 m	=	1.63 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])

\*per  $w_l \leq 2,90$  m

La folla compatta, con valore di combinazione  $2.50 \text{ kN/m}^2$  (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  $3.00\text{m}$  in modo tale da ottenere la distribuzione trasversale più gravosa per la singola trave (Figura 5.2).

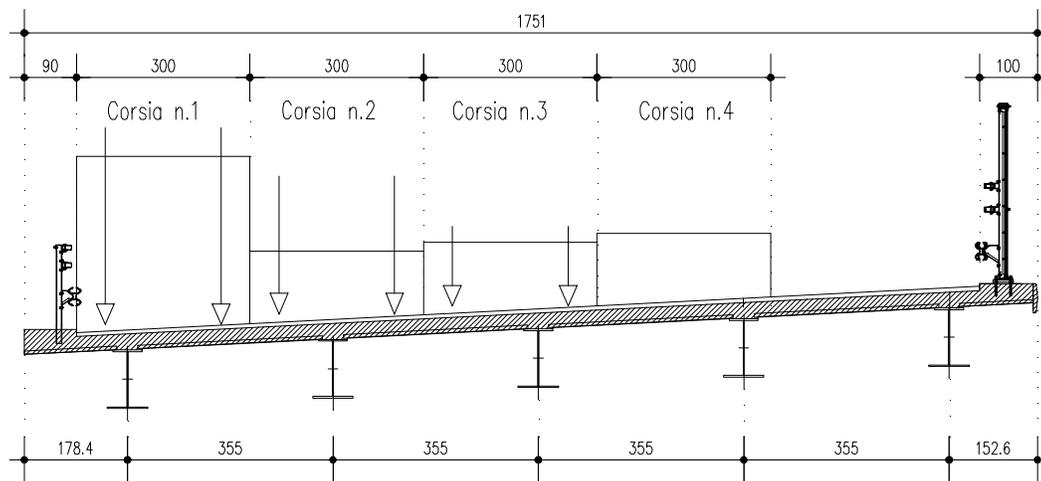


Figura 5.2 Distribuzione trasversale dei carichi da traffico

Eccentricità dei carichi di corsia:

Corsia n.1:  $d_1 = (7.10+1.78)-0.90-1.50 = 6.48\text{m}$

Corsia n.2:  $d_2 = 6.48-3.00 = 3.48\text{m}$

Corsia n.3:  $d_3 = 3.48-3.00 = 0.48\text{m}$

Corsia n.4:  $d_4 = 0.48-3.00 = -2.52\text{m}$

Si considera una ripartizione dei carichi da traffico sulle travi alla Courbon; l'azione generata dalla generica forza di corsia F sulla trave maggiormente sollecitata (trave di bordo) vale:

Corsia n.1:  $R_1 = F_1/5 + F_1*6.48/(7.10^2*2+3.55^2*2)*7.10 = F_1(0.20+0.36) = 0.56 * F_1$

Corsia n.2:  $R_2 = F_2/5 + F_2*3.48/(7.10^2*2+3.55^2*2)*7.10 = F_2(0.20+0.20) = 0.40 * F_2$

Corsia n.3:  $R_3 = F_3/5 + F_3*0.48/(7.10^2*2+3.55^2*2)*7.10 = F_3(0.20+0.03) = 0.23 * F_3$

Corsia n.4:  $R_4 = F_4/5 - F_4*2.52/(7.10^2*2+3.55^2*2)*7.10 = F_4(0.20-0.14) = 0.06 * F_4$

#### Riepilogo dei carichi agenti sulla trave più sollecitata

Carichi agenti sulla trave piu' sollecitata			
Larghezza di influenza	i =	3.55	m
Peso proprio carpenteria metallica ( $G_1$ )	$q_{G1}$ =	10.65	kN/m
Peso proprio soletta ( $G_1$ )	$q_{G1}$ =	26.63	kN/m
Carichi permanenti ( $G_2$ )	$q_{G1}$ =	12.17	kN/m
Ritiro (G)	Nr =	-3658	kN
	Mr =	1353	kNm
Variazione termica +10°C (Q)	Nr =	3728	kN
	Mr =	-708	kNm
Azione del vento (Q)	$q_w$ =	1.63	kN/m

### 5.1.3 MODELLI DI CALCOLO

Nelle analisi strutturali si fa riferimento alla trave maggiormente sollecitata soggetta ai carichi individuati al paragrafo 5.1.2.

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.

#### 5.1.4.2 Calcolo delle sollecitazioni

Sezione S1 - Mezzeria			
Peso proprio carpenteria metallica ( $G_1$ )	M	=	490.8 kNm
Peso proprio soletta ( $G_1$ )	M	=	1226.9 kNm
Carichi permanenti ( $G_2$ )	M	=	560.9 kNm
Ritiro (G)	Nr	=	-3657.9 kN
	Mr	=	1353.4 kNm
Variazione termica +10°C (Q)	Nr	=	3727.5 kN
	Mr	=	-708.2 kNm
Azione del vento (Q)	M	=	75.0 kNm

Carichi mobili M = 3567.44 kNm

Sezione S2 - Appoggio			
Peso proprio carpenteria metallica ( $G_1$ )	T	=	102.2 kN
Peso proprio soletta ( $G_1$ )	T	=	255.6 kN
Carichi permanenti ( $G_2$ )	T	=	116.8 kN
Ritiro (G)	Nr	=	-3657.9 kN
	Mr	=	1353.4 kNm
Variazione termica +10°C (Q)	Nr	=	3727.5 kN
	Mr	=	-708.2 kNm
Azione del vento (Q)	T	=	15.6 kN

Carichi mobili T = 761.09 kN

#### 5.1.5 VERIFICHE STATICHE IMPALCATO ALLO SLU

Le verifiche vengono eseguite nelle sezioni significative:

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

**5.1.5.1 Classificazione della sezione in campata**

Valore di snervamento dell'acciaio	$f_{yk}$	355	[MPa]
Coefficiente $\varepsilon$	$\varepsilon$	0.81	[-]
<b>Classificazione dell'anima</b>			
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	<b>CLASSE 1</b>		
Classificazione dell'anima per compressione	<b>CLASSE 4</b>		
<b>Classificazione dell'ala inferiore</b>			
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	<b>CLASSE 3</b>		
<b>Classificazione dell'ala superiore</b>			
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	<b>CLASSE 3</b>		

La sezione trasversale può essere classificata a momento in classe 3 (limite imposto dalle ali) e a compressione in classe 4 (limite imposto dalla piattabanda d'anima).

**5.1.5.2 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.

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

**SEZIONE S1. Campata** **Mmax** (Unità di misura - Forze: N, Lunghezze: mm)**TRAVE METALLICA**

Altezza totale della trave in acciaio: 1000 Spessore anima: 16

Ala inferiore : 700 x 30 Ala superiore : 500 x 25

**SOLETTA SUPERIORE**

Soletta: larghezza= 3550 spessore totale= 300

Coppella: appoggio sull'ala= 60 spessore= 60

Tensione da ritiro in soletta (1° fase): 4.30

Tensione da variazioni termiche (1° fase): -2.52

**SOLETTA INFERIORE**

Soletta: larghezza= 0 spessore totale= 0 Armatura 1: Aa= 0 Y= 0

Coppella: larghezza= 0 spessore= 0 Armatura 2: Aa= 0 Y= 0

Tensione da ritiro in soletta (1° fase): 0.00

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE**

		TRAVE IN ACCIAIO	TRAVE + SOL. INF.		TRAVE COMPLETA	
			n= 18.0	n= 6.0	n= 18.0	n= 6.0
Quota baricentro		416.63	416.63	796.28	986.17	
Area		4.8620E+04	4.8620E+04	9.7220E+04	1.9442E+05	
Momento d'inerzia		8.7000E+09	8.7000E+09	2.2974E+10	3.0496E+10	
Intradosso	W	2.0882E+07	2.0882E+07	2.8852E+07	3.0924E+07	
Attacco Anima-Piattabanda Inferiore	W	2.2502E+07	2.2502E+07	2.9981E+07	3.1894E+07	
	C	6.0591E-05	6.0591E-05	6.0591E-05	6.0591E-05	
Baricentro Trave Acciaio	C	6.9182E-05	6.9182E-05	6.9182E-05	6.9182E-05	
Baricentro Trave Completa	C		6.9182E-05	1.5161E-04	1.9906E-04	
Attacco Anima-Piattabanda Superiore	W	1.5581E+07	1.5581E+07	1.2855E+08	-2.7310E+09	
	C	5.1263E-05	5.1263E-05	5.1263E-05	5.1263E-05	
Estradosso Trave Acciaio	W	1.4913E+07	1.4913E+07	1.1277E+08	2.2046E+09	
(b= 380.00)	C			2.1144E-06	2.3895E-06	
Estradosso Soletta Superiore	W			8.2096E+08	5.8304E+08	

**SOLLECITAZIONI**

	Sforzo Normale	Taglio	Momento Flettente
<b>Sezione reagente: trave in acciaio</b>			
Peso travi in acciaio	0.000E+0	0.000E+0	4.482E+8
Prima precompressione	0.000E+0	0.000E+0	0.000E+0
Peso soletta inferiore	0.000E+0	0.000E+0	0.000E+0
<b>Sezione reagente: trave in acciaio + soletta inferiore</b>			
Peso soletta superiore	0.000E+0	0.000E+0	1.122E+9
Ritiro soletta inferiore (1^ quota)	0.000E+0	0.000E+0	0.000E+0
<b>Sezione reagente: trave completa (fenomeni lenti)</b>			
Seconda precompressione	0.000E+0	0.000E+0	0.000E+0
Carichi permanenti portati	0.000E+0	0.000E+0	5.700E+8
Ritiro soletta superiore	-4.392E+6	0.000E+0	1.620E+9
Ritiro soletta inferiore (2^ quota)	0.000E+0	0.000E+0	0.000E+0
Cedimenti appoggi	0.000E+0	0.000E+0	0.000E+0
<b>Sezione reagente: trave completa (fenomeni veloci)</b>			
Carichi mobili	0.000E+0	0.000E+0	3.524E+9
Effetti termici	2.686E+6	0.000E+0	-5.098E+8
Vento	0.000E+0	0.000E+0	4.590E+7

## TENSIONI - (Fasi di costruzione)

		Peso travi acciaio	1 <sup>a</sup> Prec.	Peso sol. inf.	Totale Trave in Acciaio	Peso sol. sup.	Ritiro sol. inf. 1 <sup>a</sup> quota	Totale trave in acciaio +sol. inf.
Intradosso	σ	21.46	0.00	0.00	<b>21.46</b>	53.72	0.00	<b>75.19</b>
Attacco Anima-Piat. Inf.	σ	19.92	0.00	0.00	<b>19.92</b>	49.86	0.00	<b>69.77</b>
	τ	0.00	0.00	0.00	<b>0.00</b>	0.00	0.00	<b>0.00</b>
	σ <sub>id</sub>	19.92	0.00	0.00	<b>19.92</b>	49.86	0.00	<b>69.77</b>
Baricentro Trave Acciaio	τ	0.00	0.00	0.00	<b>0.00</b>	0.00	0.00	<b>0.00</b>
Baricentro Trave di Acciaio più Soletta Inferiore	τ	0.00	0.00	0.00	<b>0.00</b>	0.00	0.00	<b>0.00</b>
Baricentro trave Completa	τ	0.00	0.00	0.00	<b>0.00</b>	0.00	0.00	<b>0.00</b>
Attacco Anima-Piat. Sup.	σ	-28.77	0.00	0.00	<b>-28.77</b>	-72.00	0.00	<b>-100.77</b>
	τ	0.00	0.00	0.00	<b>0.00</b>	0.00	0.00	<b>0.00</b>
	σ <sub>id</sub>	28.77	0.00	0.00	<b>28.77</b>	72.00	0.00	<b>100.77</b>
Estradosso Trave Acciaio	σ	-30.05	0.00	0.00	<b>-30.05</b>	-75.22	0.00	<b>-105.28</b>
(b= 380.00)	τ	0.00	0.00	0.00	<b>0.00</b>	0.00	0.00	<b>0.00</b>
Estradosso Soletta	σ	0.00	0.00	0.00	<b>0.00</b>	0.00	0.00	<b>0.00</b>

## TENSIONI - (Situazione finale)

		2 <sup>a</sup> Prec.	Carichi perm. portati	Ritiro sol. sup.	Ritiro sol. inf. 2 <sup>a</sup> quota	Cedimenti appoggi	Carichi mobili	Effetti termici	Vento	Totale Trave compl.
Intradosso	σ	0.00	19.76	10.97	0.00	0.00	113.94	-2.67	1.48	<b>218.67</b>
Attacco Anima-Piat. Inf.	σ	0.00	19.01	8.86	0.00	0.00	110.47	-2.17	1.44	<b>207.39</b>
	τ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	<b>0.00</b>
	σ <sub>id</sub>	0.00	19.01	8.86	0.00	0.00	110.47	2.17	1.44	<b>207.39</b>
Baricentro Trave Acciaio	τ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	<b>0.00</b>
Baricentro Trave di Acciaio più Soletta Inferiore	τ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	<b>0.00</b>
Baricentro trave Completa	τ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	<b>0.00</b>
Attacco Anima-Piat. Sup.	σ	0.00	-4.43	-57.78	0.00	0.00	1.29	13.63	0.02	<b>-148.04</b>
	τ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	<b>0.00</b>
	σ <sub>id</sub>	0.00	4.43	57.78	0.00	0.00	1.29	13.63	0.02	<b>148.04</b>
Estradosso Trave Acciaio	σ	0.00	-5.05	-59.54	0.00	0.00	-1.60	14.04	-0.02	<b>-157.45</b>
(b= 380.00)	τ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	<b>0.00</b>
Estradosso Soletta	σ	0.00	-0.69	-0.18	0.00	0.00	-6.04	0.66	-0.08	<b>-6.34</b>

**SEZIONE S2. Presso SA Tmax** (Unità di misura - Forze: N, Lunghezze: mm)**TRAVE METALLICA**

Altezza totale della trave in acciaio: 1000 Spessore anima: 20

Ala inferiore : 700 x 25 Ala superiore : 500 x 25

**SOLETTA SUPERIORE**

Armatura 1 Aa= 4396. Y= 1230.

Armatura 2 Aa= 4396. Y= 1070.

Tensione da ritiro in soletta (1° fase): 4.30

Tensione da variazioni termiche (1° fase): -2.52

**SOLETTA INFERIORE**

Soletta: larghezza= 0.00 spessore totale= 0.00 Armatura 1: Aa= 0 Y= 0

Coppella: larghezza= 0.00 spessore= 0.00 Armatura 2: Aa= 0 Y= 0

Tensione da ritiro in soletta (1° fase): 0.00

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE**

		TRAVE IN ACCIAIO	TRAVE + SOL. INF.		TRAVE COMPLETA	
			n= 18.0	n= 6.0	n= 18.0	n= 6.0
Quota baricentro		450.26	450.26	556.71	556.71	
Area		4.9000E+04	4.9000E+04	5.7792E+04	5.7792E+04	
Momento d'inerzia		8.4390E+09	8.4390E+09	1.2145E+10	1.2145E+10	
Intradosso	W	1.8743E+07	1.8743E+07	2.1816E+07	2.1816E+07	
Attacco Anima-Piattabanda Inferiore	W	1.9844E+07	1.9844E+07	2.2842E+07	2.2842E+07	
	C	4.5389E-05	4.5389E-05	4.5389E-05	4.5389E-05	
Baricentro Trave Acciaio	C	5.6104E-05	5.6104E-05	5.6104E-05	5.6104E-05	
Baricentro Trave Completa	C		5.6104E-05	7.3177E-05	7.3177E-05	
Attacco Anima-Piattabanda Superiore	W	1.6082E+07	1.6082E+07	2.9035E+07	2.9035E+07	
	C	3.9789E-05	3.9789E-05	3.9789E-05	3.9789E-05	
Estradosso Trave Acciaio	W	1.5351E+07	1.5351E+07	2.7398E+07	2.7398E+07	
(b= 380.00)	C			1.1302E-06	1.1302E-06	
Armatura 1 (Y= 1230.00)	W			1.8039E+07	1.8039E+07	
Armatura 2 (Y= 1070.00)	W			2.3662E+07	2.3662E+07	

**SOLLECITAZIONI**

	Sforzo Normale	Taglio	Momento Flettente
<b>Sezione reagente: trave in acciaio</b>			
Peso travi in acciaio	0.000E+0	1.135E+5	0.000E+0
Prima precompressione	0.000E+0	0.000E+0	0.000E+0
Peso soletta inferiore	0.000E+0	0.000E+0	0.000E+0
<b>Sezione reagente: trave in acciaio + soletta inferiore</b>			
Peso soletta superiore	0.000E+0	2.835E+5	0.000E+0
Ritiro soletta inferiore (1^ quota)	0.000E+0	0.000E+0	0.000E+0
<b>Sezione reagente: trave completa (fenomeni lenti)</b>			
Seconda precompressione	0.000E+0	0.000E+0	0.000E+0
Carichi permanenti portati	0.000E+0	1.443E+5	0.000E+0
Ritiro soletta superiore	-4.392E+6	0.000E+0	1.620E+9
Ritiro soletta inferiore (2^ quota)	0.000E+0	0.000E+0	0.000E+0
Cedimenti appoggi	0.000E+0	0.000E+0	0.000E+0
<b>Sezione reagente: trave completa (fenomeni veloci)</b>			
Carichi mobili	0.000E+0	9.207E+5	0.000E+0
Effetti termici	2.686E+6	0.000E+0	-5.098E+8
Vento	0.000E+0	1.161E+4	0.000E+0

## TENSIONI - (Fasi di costruzione)

		Peso travi acciaio	1 <sup>a</sup> Prec.	Peso sol. inf.	Totale Trave in Acciaio	Peso sol. sup.	Ritiro sol.inf. 1 <sup>a</sup> quota	Totale trave in acciaio +sol.inf.
Intradosso	$\sigma$	0.00	0.00	0.00	<b>0.00</b>	0.00	0.00	<b>0.00</b>
Attacco Anima-Piat.Inf.	$\sigma$	0.00	0.00	0.00	<b>0.00</b>	0.00	0.00	<b>0.00</b>
	$\tau$	5.15	0.00	0.00	<b>5.15</b>	12.87	0.00	<b>18.02</b>
	$\sigma_{id}$	8.93	0.00	0.00	<b>8.93</b>	22.29	0.00	<b>31.21</b>
Baricentro Trave Acciaio	$\tau$	6.37	0.00	0.00	<b>6.37</b>	15.91	0.00	<b>22.28</b>
Baricentro Trave di Acciaio più Soletta Inferiore	$\tau$	0.00	0.00	0.00	<b>0.00</b>	0.00	0.00	<b>0.00</b>
Baricentro trave Completa	$\tau$	0.00	0.00	0.00	<b>0.00</b>	0.00	0.00	<b>0.00</b>
Attacco Anima-Piat.Sup.	$\sigma$	0.00	0.00	0.00	<b>0.00</b>	0.00	0.00	<b>0.00</b>
	$\tau$	4.52	0.00	0.00	<b>4.52</b>	11.28	0.00	<b>15.80</b>
	$\sigma_{id}$	7.82	0.00	0.00	<b>7.82</b>	19.54	0.00	<b>27.36</b>
Estradosso Trave Acciaio	$\sigma$	0.00	0.00	0.00	<b>0.00</b>	0.00	0.00	<b>0.00</b>
(b= 380.00)	$\tau$	0.00	0.00	0.00	<b>0.00</b>	0.00	0.00	<b>0.00</b>
Sol.Sup.: Arm.1	$\sigma$	0.00	0.00	0.00	<b>0.00</b>	0.00	0.00	<b>0.00</b>
Sol.Sup.: Arm.2	$\sigma$	0.00	0.00	0.00	<b>0.00</b>	0.00	0.00	<b>0.00</b>

## TENSIONI - (Situazione finale)

		2 <sup>a</sup> Prec.	Carichi perm. portati	Ritiro sol. sup.	Ritiro sol.inf. 2 <sup>a</sup> quota	Cedimenti appoggi	Carichi mobili	Effetti termici	Vento	Totale Trave compl.
Intradosso	$\sigma$	0.00	0.00	-1.74	0.00	0.00	0.00	23.10	0.00	<b>21.36</b>
Attacco Anima-Piat.Inf.	$\sigma$	0.00	0.00	-5.07	0.00	0.00	0.00	24.15	0.00	<b>19.08</b>
	$\tau$	0.00	6.55	0.00	0.00	0.00	41.79	0.00	0.53	<b>66.89</b>
	$\sigma_{id}$	0.00	11.34	5.07	0.00	0.00	72.38	24.15	0.91	<b>117.41</b>
Baricentro Trave Acciaio	$\tau$	0.00	8.10	0.00	0.00	0.00	51.65	0.00	0.65	<b>82.68</b>
Baricentro Trave di Acciaio più Soletta Inferiore	$\tau$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	<b>0.00</b>
Baricentro trave Completa	$\tau$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	<b>0.00</b>
Attacco Anima-Piat.Sup.	$\sigma$	0.00	0.00	-131.79	0.00	0.00	0.00	64.03	0.00	<b>-67.76</b>
	$\tau$	0.00	5.74	0.00	0.00	0.00	36.63	0.00	0.46	<b>58.63</b>
	$\sigma_{id}$	0.00	9.94	131.79	0.00	0.00	63.45	64.03	0.80	<b>122.09</b>
Estradosso Trave Acciaio	$\sigma$	0.00	0.00	-135.13	0.00	0.00	0.00	65.08	0.00	<b>-70.05</b>
(b= 380.00)	$\tau$	0.00	0.16	0.00	0.00	0.00	1.04	0.00	0.01	<b>1.22</b>
Sol.Sup.: Arm.1	$\sigma$	0.00	0.00	-88.40	0.00	0.00	0.00	59.61	0.00	<b>-28.79</b>
Sol.Sup.: Arm.2	$\sigma$	0.00	0.00	-67.06	0.00	0.00	0.00	52.89	0.00	<b>-14.17</b>

b) Variazione termica in soletta negativa ( $dT=-5^{\circ}C$ )

**SEZIONE S1. Campata** **Mmax** (Unità di misura - Forze: N, Lunghezze: mm)

**TRAVE METALLICA**

Altezza totale della trave in acciaio: 1000 Spessore anima: 16

Ala inferiore : 700 x 30 Ala superiore : 500 x 25

**SOLETTA SUPERIORE**

Soletta: larghezza= 3550 spessore totale= 300

Coppella: appoggio sull'ala= 60 spessore= 60

Tensione da ritiro in soletta (1° fase): 4.30

Tensione da variazioni termiche (1° fase): 1.26

**SOLETTA INFERIORE**

Soletta: larghezza= 0 spessore totale= 0 Armatura 1: Aa= 0 Y= 0

Coppella: larghezza= 0 spessore= 0 Armatura 2: Aa= 0 Y= 0

Tensione da ritiro in soletta (1° fase): 0.00

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE**

		TRAVE IN ACCIAIO	TRAVE + SOL. INF.	TRAVE COMPLETA	
			n= 18.0	n= 18.0	n= 6.0
Quota baricentro		416.63	416.63	796.28	986.17
Area		4.8620E+04	4.8620E+04	9.7220E+04	1.9442E+05
Momento d'inerzia		8.7000E+09	8.7000E+09	2.2974E+10	3.0496E+10
Intradosso	W	2.0882E+07	2.0882E+07	2.8852E+07	3.0924E+07
Attacco Anima-Piattabanda Inferiore	W	2.2502E+07	2.2502E+07	2.9981E+07	3.1894E+07
	C	6.0591E-05	6.0591E-05	6.0591E-05	6.0591E-05
Baricentro Trave Acciaio	C	6.9182E-05	6.9182E-05	6.9182E-05	6.9182E-05
Baricentro Trave Completa	C		6.9182E-05	1.5161E-04	1.9906E-04
Attacco Anima-Piattabanda Superiore	W	1.5581E+07	1.5581E+07	1.2855E+08	-2.7310E+09
	C	5.1263E-05	5.1263E-05	5.1263E-05	5.1263E-05
Estradosso Trave Acciaio	W	1.4913E+07	1.4913E+07	1.1277E+08	2.2046E+09
(b= 380.00)	C			2.1144E-06	2.3895E-06
Estradosso Soletta Superiore	W			8.2096E+08	5.8304E+08

**SOLLECITAZIONI**

	Sforzo Normale	Taglio	Momento Flettente
<b>Sezione reagente: trave in acciaio</b>			
Peso travi in acciaio	0.000E+0	0.000E+0	4.482E+8
Prima precompressione	0.000E+0	0.000E+0	0.000E+0
Peso soletta inferiore	0.000E+0	0.000E+0	0.000E+0
<b>Sezione reagente: trave in acciaio + soletta inferiore</b>			
Peso soletta superiore	0.000E+0	0.000E+0	1.122E+9
Ritiro soletta inferiore (1^ quota)	0.000E+0	0.000E+0	0.000E+0
<b>Sezione reagente: trave completa (fenomeni lenti)</b>			
Seconda precompressione	0.000E+0	0.000E+0	0.000E+0
Carichi permanenti portati	0.000E+0	0.000E+0	5.700E+8
Ritiro soletta superiore	-4.392E+6	0.000E+0	1.620E+9
Ritiro soletta inferiore (2^ quota)	0.000E+0	0.000E+0	0.000E+0
Cedimenti appoggi	0.000E+0	0.000E+0	0.000E+0
<b>Sezione reagente: trave completa (fenomeni veloci)</b>			
Carichi mobili	0.000E+0	0.000E+0	3.524E+9
Effetti termici	-1.343E+6	0.000E+0	2.549E+8
Vento	0.000E+0	0.000E+0	4.590E+7

## TENSIONI - (Fasi di costruzione)

		Peso travi acciaio	1 <sup>a</sup> Prec.	Peso sol. inf.	Totale Trave in Acciaio	Peso sol. sup.	Ritiro sol. inf. 1 <sup>a</sup> quota	Totale trave in acciaio +sol. inf.
Intradosso	$\sigma$	21.46	0.00	0.00	<b>21.46</b>	53.72	0.00	<b>75.19</b>
Attacco Anima-Piat. Inf.	$\sigma$	19.92	0.00	0.00	<b>19.92</b>	49.86	0.00	<b>69.77</b>
	$\tau$	0.00	0.00	0.00	<b>0.00</b>	0.00	0.00	<b>0.00</b>
	$\sigma_{id}$	19.92	0.00	0.00	<b>19.92</b>	49.86	0.00	<b>69.77</b>
Baricentro Trave Acciaio	$\tau$	0.00	0.00	0.00	<b>0.00</b>	0.00	0.00	<b>0.00</b>
Baricentro Trave di Acciaio più Soletta Inferiore	$\tau$	0.00	0.00	0.00	<b>0.00</b>	0.00	0.00	<b>0.00</b>
Baricentro trave Completa	$\tau$	0.00	0.00	0.00	<b>0.00</b>	0.00	0.00	<b>0.00</b>
Attacco Anima-Piat. Sup.	$\sigma$	-28.77	0.00	0.00	<b>-28.77</b>	-72.00	0.00	<b>-100.77</b>
	$\tau$	0.00	0.00	0.00	<b>0.00</b>	0.00	0.00	<b>0.00</b>
	$\sigma_{id}$	28.77	0.00	0.00	<b>28.77</b>	72.00	0.00	<b>100.77</b>
Estradosso Trave Acciaio	$\sigma$	-30.05	0.00	0.00	<b>-30.05</b>	-75.22	0.00	<b>-105.28</b>
(b= 380.00)	$\tau$	0.00	0.00	0.00	<b>0.00</b>	0.00	0.00	<b>0.00</b>
Estradosso Soletta	$\sigma$	0.00	0.00	0.00	<b>0.00</b>	0.00	0.00	<b>0.00</b>

## TENSIONI - (Situazione finale)

		2 <sup>a</sup> Prec.	Carichi perm. portati	Ritiro sol. sup.	Ritiro sol. inf. 2 <sup>a</sup> quota	Cedimenti appoggi	Carichi mobili	Effetti termici	Vento	Totale Trave compl.
Intradosso	$\sigma$	0.00	19.76	10.97	0.00	0.00	113.94	1.34	1.48	<b>222.68</b>
Attacco Anima-Piat. Inf.	$\sigma$	0.00	19.01	8.86	0.00	0.00	110.47	1.08	1.44	<b>210.64</b>
	$\tau$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	<b>0.00</b>
	$\sigma_{id}$	0.00	19.01	8.86	0.00	0.00	110.47	1.08	1.44	<b>210.64</b>
Baricentro Trave Acciaio	$\tau$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	<b>0.00</b>
Baricentro Trave di Acciaio più Soletta Inferiore	$\tau$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	<b>0.00</b>
Baricentro trave Completa	$\tau$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	<b>0.00</b>
Attacco Anima-Piat. Sup.	$\sigma$	0.00	-4.43	-57.78	0.00	0.00	1.29	-6.81	0.02	<b>-168.48</b>
	$\tau$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	<b>0.00</b>
	$\sigma_{id}$	0.00	4.43	57.78	0.00	0.00	1.29	6.81	0.02	<b>168.48</b>
Estradosso Trave Acciaio	$\sigma$	0.00	-5.05	-59.54	0.00	0.00	-1.60	-7.02	-0.02	<b>-178.51</b>
(b= 380.00)	$\tau$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	<b>0.00</b>
Estradosso Soletta	$\sigma$	0.00	-0.69	-0.18	0.00	0.00	-6.04	-0.33	-0.08	<b>-7.33</b>

**SEZIONE S2. Presso SA Tmax** (Unità di misura - Forze: N, Lunghezze: mm)**TRAVE METALLICA**

Altezza totale della trave in acciaio: 1000 Spessore anima: 20

Ala inferiore : 700 x 25 Ala superiore : 500 x 25

**SOLETTA SUPERIORE**

Soletta: larghezza= 3550 spessore totale= 300

Coppella: appoggio sull'ala= 60 spessore= 60

Tensione da ritiro in soletta (1° fase): 4.30

Tensione da variazioni termiche (1° fase): 1.26

**SOLETTA INFERIORE**

Soletta: larghezza= 0 spessore totale= 0 Armatura 1: Aa= 0 Y= 0

Coppella: larghezza= 0 spessore= 0 Armatura 2: Aa= 0 Y= 0

Tensione da ritiro in soletta (1° fase): 0.00

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE**

		TRAVE IN ACCIAIO	TRAVE + SOL. INF.		TRAVE COMPLETA	
			n= 18.0	n= 18.0	n= 18.0	n= 6.0
Quota baricentro		450.26	450.26	811.69	993.51	
Area		4.9000E+04	4.9000E+04	9.7600E+04	1.9480E+05	
Momento d'inerzia		8.4390E+09	8.4390E+09	2.1549E+10	2.8526E+10	
Intradosso	W	1.8743E+07	1.8743E+07	2.6548E+07	2.8713E+07	
Attacco Anima-Piattabanda Inferiore	W	1.9844E+07	1.9844E+07	2.7392E+07	2.9454E+07	
	C	4.5389E-05	4.5389E-05	4.5389E-05	4.5389E-05	
Baricentro Trave Acciaio	C	5.6104E-05	5.6104E-05	5.6104E-05	5.6104E-05	
Baricentro Trave Completa	C		5.6104E-05	1.1953E-04	1.5729E-04	
Attacco Anima-Piattabanda Superiore	W	1.6082E+07	1.6082E+07	1.3195E+08	-1.5408E+09	
	C	3.9789E-05	3.9789E-05	3.9789E-05	3.9789E-05	
Estradosso Trave Acciaio	W	1.5351E+07	1.5351E+07	1.1443E+08	4.3981E+09	
(b= 380.00)	C			2.1628E-06	2.4557E-06	
Estradosso Soletta Superiore	W			7.9432E+08	5.5846E+08	

**SOLLECITAZIONI**

	Sforzo Normale	Taglio	Momento Flettente
<b>Sezione reagente: trave in acciaio</b>			
Peso travi in acciaio	0.000E+0	1.135E+5	0.000E+0
Prima precompressione	0.000E+0	0.000E+0	0.000E+0
Peso soletta inferiore	0.000E+0	0.000E+0	0.000E+0
<b>Sezione reagente: trave in acciaio + soletta inferiore</b>			
Peso soletta superiore	0.000E+0	2.835E+5	0.000E+0
Ritiro soletta inferiore (1^ quota)	0.000E+0	0.000E+0	0.000E+0
<b>Sezione reagente: trave completa (fenomeni lenti)</b>			
Seconda precompressione	0.000E+0	0.000E+0	0.000E+0
Carichi permanenti portati	0.000E+0	1.443E+5	0.000E+0
Ritiro soletta superiore	-4.392E+6	0.000E+0	1.620E+9
Ritiro soletta inferiore (2^ quota)	0.000E+0	0.000E+0	0.000E+0
Cedimenti appoggi	0.000E+0	0.000E+0	0.000E+0
<b>Sezione reagente: trave completa (fenomeni veloci)</b>			
Carichi mobili	0.000E+0	9.207E+5	0.000E+0
Effetti termici	-1.343E+6	0.000E+0	2.549E+8
Vento	0.000E+0	1.161E+4	0.000E+0

## TENSIONI - (Fasi di costruzione)

		Peso travi acciaio	1^ Prec.	Peso sol. inf.	Totale Trave in Acciaio	Peso sol. sup.	Ritiro sol.inf. 1^quota	Totale trave in acciaio +sol.inf.
Intradosso	$\sigma$	0.00	0.00	0.00	<b>0.00</b>	0.00	0.00	<b>0.00</b>
Attacco Anima-Piat.Inf.	$\sigma$	0.00	0.00	0.00	<b>0.00</b>	0.00	0.00	<b>0.00</b>
	$\tau$	5.15	0.00	0.00	<b>5.15</b>	12.87	0.00	<b>18.02</b>
	$\sigma_{id}$	8.93	0.00	0.00	<b>8.93</b>	22.29	0.00	<b>31.21</b>
Baricentro Trave Acciaio	$\tau$	6.37	0.00	0.00	<b>6.37</b>	15.91	0.00	<b>22.28</b>
Baricentro Trave di Acciaio più Soletta Inferiore	$\tau$	0.00	0.00	0.00	<b>0.00</b>	15.91	0.00	<b>15.91</b>
Baricentro trave Completa	$\tau$	0.00	0.00	0.00	<b>0.00</b>	0.00	0.00	<b>0.00</b>
Attacco Anima-Piat.Sup.	$\sigma$	0.00	0.00	0.00	<b>0.00</b>	0.00	0.00	<b>0.00</b>
	$\tau$	4.52	0.00	0.00	<b>4.52</b>	11.28	0.00	<b>15.80</b>
	$\sigma_{id}$	7.82	0.00	0.00	<b>7.82</b>	19.54	0.00	<b>27.36</b>
Estradosso Trave Acciaio	$\sigma$	0.00	0.00	0.00	<b>0.00</b>	0.00	0.00	<b>0.00</b>
(b= 380.00)	$\tau$	0.00	0.00	0.00	<b>0.00</b>	0.00	0.00	<b>0.00</b>
Estradosso Soletta	$\sigma$	0.00	0.00	0.00	<b>0.00</b>	0.00	0.00	<b>0.00</b>

## TENSIONI - (Situazione finale)

		2^ Prec.	Carichi perm. portati	Ritiro sol. sup.	Ritiro sol.inf. 2^quota	Cedimenti appoggi	Carichi mobili	Effetti termici	Vento	Totale Trave compl.
Intradosso	$\sigma$	0.00	0.00	16.02	0.00	0.00	0.00	1.98	0.00	<b>18.00</b>
Attacco Anima-Piat.Inf.	$\sigma$	0.00	0.00	14.14	0.00	0.00	0.00	1.76	0.00	<b>15.90</b>
	$\tau$	0.00	6.55	0.00	0.00	0.00	41.79	0.00	0.53	<b>66.89</b>
	$\sigma_{id}$	0.00	11.34	14.14	0.00	0.00	72.38	1.76	0.91	<b>116.94</b>
Baricentro Trave Acciaio	$\tau$	0.00	8.10	0.00	0.00	0.00	51.65	0.00	0.65	<b>82.68</b>
Baricentro Trave di Acciaio più Soletta Inferiore	$\tau$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	<b>15.91</b>
Baricentro trave Completa	$\tau$	0.00	17.25	0.00	0.00	0.00	144.82	0.00	1.83	<b>163.90</b>
Attacco Anima-Piat.Sup.	$\sigma$	0.00	0.00	-57.28	0.00	0.00	0.00	-6.73	0.00	<b>-64.01</b>
	$\tau$	0.00	5.74	0.00	0.00	0.00	36.63	0.00	0.46	<b>58.63</b>
	$\sigma_{id}$	0.00	9.94	57.28	0.00	0.00	63.45	6.73	0.80	<b>120.05</b>
Estradosso Trave Acciaio	$\sigma$	0.00	0.00	-59.16	0.00	0.00	0.00	-6.95	0.00	<b>-66.11</b>
(b= 380.00)	$\tau$	0.00	0.31	0.00	0.00	0.00	2.26	0.00	0.03	<b>2.60</b>
Estradosso Soletta	$\sigma$	0.00	0.00	-0.24	0.00	0.00	0.00	-0.35	0.00	<b>-0.58</b>

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

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

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  $R_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$ )

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

TENSIONI NORMALI (N/mm <sup>2</sup> )	q/trave (kN/m)	N <sub>SLU</sub> (kN)	M <sub>SLU</sub> (kNm)	SOLETTA		TRAVE		ATTACCO PIATTAB.	
				$\sigma_{sup}$	$\sigma_{inf}$	$\sigma_{sup}$	$\sigma_{inf}$	$\sigma_{sup}$	$\sigma_{inf}$
peso carp+soletta(fase 1)	34.08		1570.4			105.3	-75.19	100.8	-69.77
finiture/perm (fase 2)	12.17		560.8	0.69	0.28	5.1	-19.76	4.4	-19.01
ritiro (fase 2)		4392.0	1620.0	-0.22	0.98	59.5	-10.97	57.8	-8.86
carichi mobili (fase 3)			3524.0	6.04	0.27	1.6	-113.94	-1.3	-110.47
$\Delta T$ (fase 3)		1343.0	255.0	-1.24	-0.82	7.0	-1.34	6.8	-1.08
Qw	1.63		45.9	0.08	0.01	-0.02	-1.48	0.0	-1.44
c.d.c. SLE		5735.0	7576.1	5.35	0.71	178.47	-222.68	168.5	-210.63
c.d.c. UI / + $\Delta T$ / rit.=0		1343.0	2386.2	-0.45	-0.54	158.13	-132.75	150.86	-124.00
c.d.c. UI / - $\Delta T$ / rit.=0		-1343.0	1876.2	2.52	1.10	141.28	-129.54	134.51	-121.41
c.d.c. UI / + $\Delta T$		5735.0	4006.2	<b>-0.72</b>	0.44	229.58	-145.92	220.19	-134.63
c.d.c. UI / - $\Delta T$		3049.0	3496.2	2.26	2.08	212.73	-142.70	203.85	-132.04
c.d.c. UII / + $\Delta T$		5735.0	7530.2	7.44	0.70	231.74	<b>-299.74</b>	218.5	-283.77
c.d.c. UII / - $\Delta T$		3049.0	7020.2	<b>10.41</b>	2.34	214.89	-296.52	202.1	-281.18
c.d.c. UII / + $\Delta T$ / rit.=0		1343.0	5910.2	7.70	-0.28	160.29	-286.57	149.1	-273.14
c.d.c. UII / - $\Delta T$ / rit.=0		-1343.0	5400.2	10.68	1.36	143.44	-283.36	132.8	-270.54

Le verifiche risultano soddisfatte in quanto:

acciaio trave:  $\sigma_{max} = 299.74 \text{ N/mm}^2 < 338.10 \text{ N/mm}^2$  (acciaio S355)

calcestruzzo:  $\sigma_{max,compr} = 10.41 \text{ N/mm}^2 < 21.17 \text{ N/mm}^2$  (per  $R_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$ )

### 5.1.5.3 Stati limite ultimi di stabilità della sezione metallica

#### Verifica all'imbozzamento dei pannelli d'anima

Per quanto riguarda la stabilità dei pannelli di elementi in parete sottile le NTC rimandano a normative di comprovata validità (punto 4.2.4.1.3.4 e relative Istruzioni).

Le verifiche vengono svolte in accordo a quanto indicato nella CNR 10011 al punto 7.6.

In particolare la verifica risulta soddisfatta quando il rapporto  $\sigma_{cr}/\sigma_{id}$  indicato nella penultima colonna è maggiore del fattore di sicurezza  $\beta \times v$ , riportato nell'ultima colonna.

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

SEZIONE S1. Campata Mmax  
 STABILITA' DELL' ANIMA - VERIFICA ALL' IMBOZZAMENTO DEI PANNELLI  
 Acciaio tipo Fe 510  
 (Unità di misura - Forze: N, Lunghezze: mm)  
 Altezza totale dell' anima= 945.0, spessore= 16.0

Numero dei pannelli= 1  
 Geometria dei pannelli:  
 pannello 945.0 x 3000.0

Tensioni nel piatto d'anima:  $\sigma_{sup}=-148.04$   $\sigma_{inf}=207.39$   $\tau=0.00$

Pannello	$\alpha$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\Psi$	$\sigma$ di riferimento	$\sigma$ critica	$\sigma$ critica ridotta	$\sigma$ ideale	$\sigma_{cr}/\sigma_{id.}$	$\beta * v$
1	3.17	-148.04	207.39	-1.40	53.38	1275.72	352.24	148.04	2.38	1.00

SEZIONE S2. Presso SA Tmax  
 STABILITA' DELL' ANIMA - VERIFICA ALL' IMBOZZAMENTO DEI PANNELLI  
 Acciaio tipo Fe 510  
 (Unità di misura - Forze: N, Lunghezze: mm)  
 Altezza totale dell' anima= 950.0, spessore= 20.0

Numero dei pannelli= 1  
 Geometria dei pannelli:  
 pannello 950.0 x 3000.0

Tensioni nel piatto d'anima:  $\sigma_{sup}=-67.76$   $\sigma_{inf}=19.08$   $\tau=58.63$

Pannello	$\alpha$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\Psi$	$\sigma$ di riferimento	$\sigma$ critica	$\sigma$ critica ridotta	$\sigma$ ideale	$\sigma_{cr}/\sigma_{id.}$	$\beta * v$
1	3.16	-67.76	19.08	-0.28	82.53	668.29	344.82	122.09	2.82	1.00

b) Variazione termica in soletta negativa ( $dT=-5^{\circ}\text{C}$ )

SEZIONE S1. Campata Mmax  
 STABILITA' DELL' ANIMA - VERIFICA ALL' IMBOZZAMENTO DEI PANNELLI  
 Acciaio tipo Fe 510  
 (Unità di misura - Forze: N, Lunghezze: mm)  
 Altezza totale dell' anima= 945.0, spessore= 16.0

Numero dei pannelli= 1  
 Geometria dei pannelli:  
 pannello 945.0 x 3000.0

Tensioni nel piatto d'anima:  $\sigma_{\text{sup}}=-168.48$   $\sigma_{\text{inf}}=210.64$   $\tau=0.00$

Pannello	$\alpha$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\Psi$	$\sigma$ di riferimento	$\sigma$ critica	$\sigma$ critica ridotta	$\sigma$ ideale	$\sigma_{\text{cr}}/\sigma_{\text{id}}$	$\beta * v$
1	3.17	-168.48	210.64	-1.25	53.38	1275.72	352.24	168.48	2.09	1.00

SEZIONE S2. Presso SA Tmax  
 STABILITA' DELL' ANIMA - VERIFICA ALL' IMBOZZAMENTO DEI PANNELLI  
 Acciaio tipo Fe 510  
 (Unità di misura - Forze: N, Lunghezze: mm)  
 Altezza totale dell' anima= 950.0, spessore= 20.0

Numero dei pannelli= 1  
 Geometria dei pannelli:  
 pannello 950.0 x 3000.0

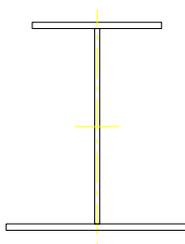
Tensioni nel piatto d'anima:  $\sigma_{\text{sup}}=-64.01$   $\sigma_{\text{inf}}=15.90$   $\tau=58.63$

Pannello	$\alpha$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\Psi$	$\sigma$ di riferimento	$\sigma$ critica	$\sigma$ critica ridotta	$\sigma$ ideale	$\sigma_{\text{cr}}/\sigma_{\text{id}}$	$\beta * v$
1	3.16	-64.01	15.90	-0.25	82.53	658.34	344.50	120.05	2.87	1.00

### 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
$t_{f,inf}$	= 25 mm	spessore piattabanda inferiore
$t_w$	= 20 mm	spessore anima
$h_{tot}$	= 1000 mm	altezza totale sezione
$L$	= 6.40 m	luce trave fra vincoli laterali (considerando solo i traversi)
$W_{pl,z}$	= 4720 cm <sup>3</sup>	modulo di resistenza plastico rispetto asse forte
$z_a$	= 325 mm	quota di applicazione del carico rispetto a metà altezza sezione
$\gamma_{M1}$	= 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:

$$M_{Ed} = 1720 \times 1,35 = 2322 \text{ kNm} \quad \text{max momento flettente di calcolo} = M_{p,p};$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}} = 3937 \text{ kNm} \quad \text{momento resistente di progetto per l'instabilità;}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2}} = 0.759 \quad \text{fattore di riduzione per instabilità flesso-torsionale;}$$

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

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

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} f_{yk}}{M_{cr}}} = 0.645 \quad \text{coefficiente di snellezza adimensionale;}$$

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

La verifica risulta soddisfatta in quanto:

$$M_{b,Rd} = 3937 \text{ kNm} > M_{Ed} = 2322 \text{ kNm.}$$

### 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 irrigidenti trasversali si sono utilizzati piatti disposti da un solo lato dell'anima di larghezza 200 mm e spessore 20 mm:

$$J = 20 \times 220^3 / 12 + 20 \times 220 \times (220/2)^2 = 53.3 \times 10^6 \text{ mm}^4 > 5.67 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

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

- a) Lo spessore dell'irrigidimento (20mm) deve essere non minore di quello della parete da irrigidire ( $t_w = 20$  mm).
- b) La lunghezza dell'irrigidimento (200mm) sia maggiore di 10 volte il suo spessore ( $10 \times 20 = 200$ ).
- c) 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:

$$F / (t_w b_{\text{eff}}) = 95.8 \text{ N/mm}^2 \leq 230000/\nu [1 + 2 (h_w/a)^2] (t_w/h_w)^2 = 107.5 \text{ N/mm}^2$$

dove:

F = 1810.8 kN carico concentrato applicato SLU  
 $h_w$  = 945 mm altezza dell'anima  
 $a$  = 6400 mm interasse degli irrigidimenti trasversali  
 $b_{\text{eff}}$  = 945 mm la minore tra le dimensioni  $a$  ed  $h_w$   
 $t_w$  = 20 mm spessore dell'anima  
 $\nu$  = 1.0 coefficiente per verifiche agli stati limite

e anche:

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

$c$  = 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<sup>2</sup> resistenza di calcolo agli stati limite per acciaio S355 =  $f_y/1.1$

### 5.1.6 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.

#### Caratteristiche e limitazioni dimensionali

Pioli  $\phi = 22$  mm, area  $A_p = 380$  mm<sup>2</sup>, 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  $b_s = 600$ mm

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

I pioli previsti soddisfano le limitazioni dimensionali di seguito riportate.

#### Limitazioni inerenti il diametro dei connettori:

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

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

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

#### Limitazioni inerenti le distanze tra i connettori:

interasse trasversale  $i_t \geq 5 \phi = 130$ mm

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

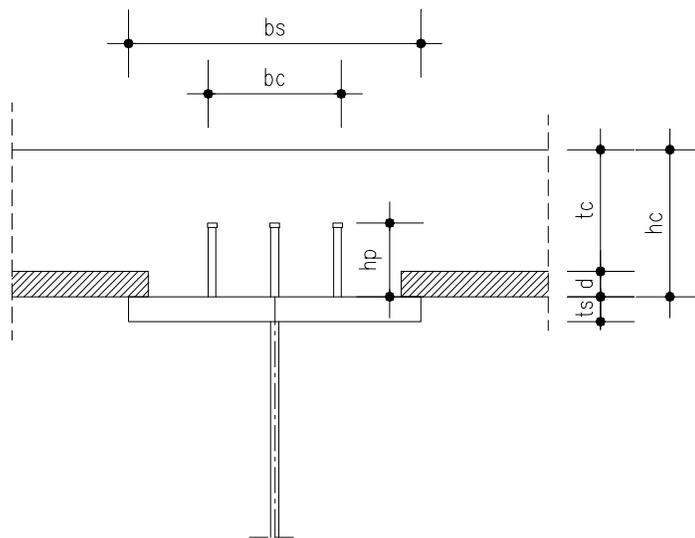
$(b_s - b_c)/2 = 120\text{mm} \geq 2.5 * t_s = 62\text{mm}$  e comunque  $\geq 25.0$ mm

#### 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:

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



### Criteria di calcolo e sollecitazioni

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

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

Crisi lato calcestruzzo:

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

Crisi lato acciaio:

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

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

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

### 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.

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:

$$Q_d = q_d i$$

$$q_d = V_d S / J$$

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



		Ascissa trave, x (m)		
		0	5.13	9.60
V (kN)	finiture (fase 2)	160.7	74.9	0.0
	ritiro (fase 2)	0.0	0.0	0.0
	carichi mobili (fase 3)	761.1	525.3	319.9
	$\Delta T$ (fase 3)	0.0	0.0	0.0
q (kN/m)	q <sub>fin.</sub>	129.1	60.1	0.0
	q <sub>rit.</sub>	-386.0	0.0	0.0
	q <sub>c.m.</sub>	691.1	477.0	290.4
	q <sub><math>\Delta T</math></sub>	122.9	0.0	0.0
q <sub>Sd</sub> - SLU 2008 (kN/m)	c.d.c. UI / + $\Delta T$ / rit.=0	341.2	90.2	0.0
	c.d.c. UI / - $\Delta T$ / rit.=0	46.3	90.2	0.0
	c.d.c. UII / + $\Delta T$ / rit.=0	1274.1	734.2	392.1
	c.d.c. UII / - $\Delta T$ / rit.=0	979.2	734.2	392.1
	c.d.c. UI / + $\Delta T$	-122.0	90.2	0.0
	c.d.c. UI / - $\Delta T$	-416.9	90.2	0.0
	c.d.c. UII / + $\Delta T$	810.9	734.2	392.1
	c.d.c. UII / - $\Delta T$	516.0	734.2	392.1
	q <sub>Sd max</sub>	<b>1274.1</b>	734.2	392.1
	q <sub>Sd min</sub>	-416.9	90.2	0.0

Si riporta di seguito il diagramma di scorrimento di metà trave con i valori di calcolo, massimi e minimi, dello sforzo sollecitante e di quello resistente allo stato limite ultimo.

Per il calcolo dello sforzo di scorrimento resistente si considerano i seguenti connettori:

- tratto da x=0.00 a x=4.00 m

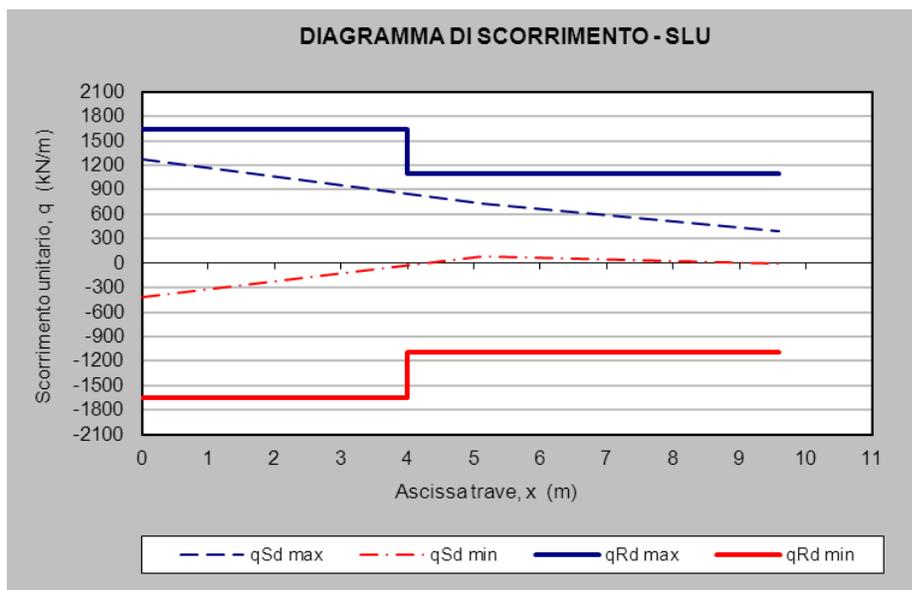
3 pioli  $\phi 22/20$  cm (h=220 mm)

$$q_{Rd\ SLU} = 109.50/0.20 \times 3 = 1643 \text{ kN/m}$$

- tratto da x=3.80 a x=4.00 m

2 pioli  $\phi 22/20$  cm (h=220 mm)

$$q_{Rd\ SLU} = 109.50/0.20 \times 2 = 1095 \text{ kN/m}$$



### 5.1.7 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).

#### 5.1.7.1 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:

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

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

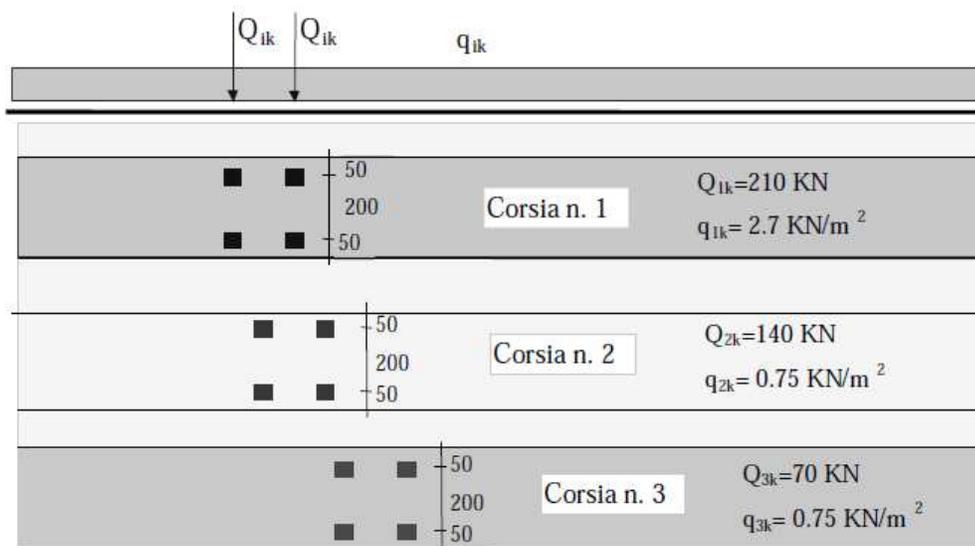
con:

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

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

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

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  $2 \times 10^6$  (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:

$$M_{\max} = 2091.2 \text{ kNm}$$

$$V_{\max} = 448.2 \text{ kN.}$$

### 5.1.7.2 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 <sup>2</sup> )	q/trave (kN/m)	N (kN)	M (kNm)	TRAVE		ATTACCO PIATTAB.	
				$\sigma_{\text{sup}}$	$\sigma_{\text{inf}}$	$\sigma_{\text{sup}}$	$\sigma_{\text{inf}}$
peso proprio (fase 1)	41.84		1928.10	129.3	-92.3	122.6	-85.7
finiture (fase 2)	16.74		771.50	6.8	-26.7	5.8	-25.7
ritiro (fase 2)		3776.22	1433.64	51.6	-10.8	49.7	-9.0
carichi mobili (fase 3)			2091.20	0.9	-67.6	-1.1	-65.6
$\Delta T$ (fase 3)		1020.60	581.27	16.0	-3.0	15.4	-2.5

#### Connessione anima / piattabanda inferiore trave principale:

$$\sigma_{\min} = 85.7 + 25.7 - 2.5 = 108.94 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{\max} = 85.7 + 25.7 + 9.0 + 65.6 + 2.5 = 188.42 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\sigma = (188.4 - 108.9) = 79.48 \text{ N/mm}^2$$

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

$$\Delta\sigma_{\text{res}} = \Delta\sigma_D / \gamma_{Mf} = 92.13 / 1.15 = 80.11 \text{ N/mm}^2 > \Delta\sigma = 79.48 \text{ N/mm}^2.$$

#### Connessione anima / piattabanda superiore trave principale:

$$\sigma_{\min} = 122.6 + 5.8 - 15.4 = 113.03 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{\max} = 122.6 + 5.8 + 49.7 + 1.1 + 15.4 = 194.72 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\sigma = (194.72 - 113.03) = 81.69 \text{ N/mm}^2 \sim \Delta\sigma_{\text{res}} = 80.11 \text{ N/mm}^2$$

TENSIONI TANGENZIALI (N/mm <sup>2</sup> )	V (kN)	MASSIMA $\tau_{max}$	ATTACCO PIATTAB.	
			$\tau_{sup}$	$\tau_{inf}$
peso proprio (fase 1)	401.7	27.8	20.7	24.3
finiture (fase 2)	160.7	9.2	9.1	7.2
ritiro (fase 2)	0.0	0.0	0.0	0.0
carichi mobili (fase 3)	448.2	25.5	25.4	18.7
$\Delta T$ (fase 3)	0.0	0.0	0.0	0.0
c.d.c. TI / $+\Delta T$ / rit.=0	562.4	<b>37.0</b>	29.8	31.5
c.d.c. TI / $-\Delta T$ / rit.=0	562.4	<b>37.0</b>	29.8	31.5
c.d.c. TI / $+\Delta T$	562.4	<b>37.0</b>	29.8	31.5
c.d.c. TI / $-\Delta T$	562.4	<b>37.0</b>	29.8	31.5
c.d.c. TII / $+\Delta T$	1010.6	62.5	55.3	50.2
c.d.c. TII / $-\Delta T$	1010.6	62.5	55.3	50.2
c.d.c. TII / $+\Delta T$ / rit.=0	1010.6	62.5	55.3	50.2
c.d.c. TII / $-\Delta T$ / rit.=0	1010.6	62.5	55.3	50.2

Attacco anima e irrigidimenti verticali / trave principale:

$$\tau_{min} = 27.8 + 9.2 = 37.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{max} = 27.8 + 9.2 + 25.5 = 62.5 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\tau = (62.5 - 37.0) = 25.5 \text{ N/mm}^2$$

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

$$\Delta\tau_{res} = \Delta\tau_D / \gamma_{Mf} = 36.56 / 1.15 = 31.79 \text{ N/mm}^2 > \Delta\tau = 25.5 \text{ N/mm}^2$$

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:

$$\Delta\tau_C \quad \text{è la classe del particolare in esame (90 N/mm}^2\text{);}$$

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

$$\tau = q \cdot i / n \cdot A \quad \text{è la tensione tangenziale dovuta ai carichi mobili;}$$

$$q = V_{sd} S / J \quad \text{è lo scorrimento dovuto al taglio } V_{sd}\text{.}$$

$$\tau_{min} = 129.1 \times 0.20 \times 1000 / (3 \times 4.00 \times 100) = 22.65 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{max} = (129.1 + 407.0) \times 0.20 \times 1000 / (3 \times 4.00 \times 100) = 94.03 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\tau = (94.03 - 22.65) = 71.38 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\tau_C / \gamma_{Mf} = 90 / 1.15 = 78.26 \text{ N/mm}^2 > \Delta\tau = 71.38 \text{ N/mm}^2$$

## 5.1.8 VERIFICHE IMPALCATO AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

### 5.1.8.1 Verifica tensionale della sezione

Nelle verifiche si considerano le caratteristiche geometriche riportate nel Paragrafo 5.1.5.1.2.

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:

Le tensioni massime valgono (compressione >0):

TENSIONI NORMALI (N/mm <sup>2</sup> )	q/trave (kN/m)	N (kN)	M (kNm)	SOLETTA		TRAVE		ATTACCO PIATTAB.	
				$\sigma_{sup}$	$\sigma_{inf}$	$\sigma_{sup}$	$\sigma_{inf}$	$\sigma_{sup}$	$\sigma_{inf}$
peso proprio (fase 1)	37.38		1722.47			115.5	-82.5	109.6	-76.5
finiture (fase 2)	14.96		689.22	0.94	0.34	6.1	-23.9	5.2	-23.0
ritiro (fase 2)		3776.22	1433.64	-0.20	-1.45	51.6	-10.8	49.7	-9.0
carichi mobili (fase 3)			3567.44	7.29	0.27	1.6	-115.4	-1.9	-111.9
$\Delta T$ (fase 3)		1020.60	581.27	0.31	-0.83	16.0	-3.0	15.4	-2.5
Qw	1.63		75.00	0.31	0.11	0.67	-2.6	0.6	-2.5
c.d.c. TI / + $\Delta T$ / rit.=0		1020.6	2993.0	1.25	-0.49	137.6	-109.4	130.2	-102.0
c.d.c. TI / - $\Delta T$ / rit.=0		-1020.6	1830.4	0.63	1.17	105.6	-103.3	99.3	-97.1
c.d.c. TI / + $\Delta T$		4796.8	4426.6	1.05	<b>-1.94</b>	189.2	-120.3	179.9	-111.0
c.d.c. TI / - $\Delta T$		2755.6	3264.1	0.42	-0.28	157.2	-114.2	149.0	-106.0
c.d.c. TII / + $\Delta T$		4796.8	7994.0	8.34	-1.67	190.8	<b>-235.6</b>	178.0	-222.8
c.d.c. TII / - $\Delta T$		2755.6	6831.5	7.71	-0.01	158.8	-229.5	147.1	-217.9
c.d.c. TII / + $\Delta T$ / rit.=0		1020.6	6560.4	<b>8.54</b>	-0.22	139.2	-224.8	128.3	-213.9
c.d.c. TII / - $\Delta T$ / rit.=0		-1020.6	5397.9	7.92	1.44	107.2	-218.7	97.4	-208.9

acciaio:  $\sigma_{max} = 235.6 \text{ N/mm}^2 < f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$  (acciaio S355)

calcestruzzo:  $\sigma_{max} = 8.54 \text{ N/mm}^2 < 0.6 f_{ck} = 22.41 \text{ N/mm}^2$  (per  $R_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$ )

$\sigma_{min} = 1.94 \text{ N/mm}^2 < f_{ctm} / 1.2 = 3.35 / 1.2 = 2.79 \text{ N/mm}^2$

#### Taglio:

Le tensioni massime valgono:

TENSIONI TANGENZIALI (N/mm <sup>2</sup> )	V (kN)	MASSIMA $\tau_{max}$	ATTACCO PIATTAB.	
			$\tau_{sup}$	$\tau_{inf}$
peso proprio (fase 1)	358.8	24.8	18.5	21.7
finiture (fase 2)	143.6	8.2	8.1	6.4
ritiro (fase 2)	0.0	0.0	0.0	0.0
carichi mobili (fase 3)	761.1	43.3	43.2	31.8
$\Delta T$ (fase 3)	0.0	0.0	0.0	0.0
c.d.c. T1 / + $\Delta T$ / rit.=0	502.4	33.1	26.7	28.2
c.d.c. T1 / - $\Delta T$ / rit.=0	502.4	33.1	26.7	28.2
c.d.c. T1 / + $\Delta T$	502.4	33.1	26.7	28.2
c.d.c. T1 / - $\Delta T$	502.4	33.1	26.7	28.2
c.d.c. TII / + $\Delta T$	1263.5	<b>76.3</b>	69.9	60.0
c.d.c. TII / - $\Delta T$	1263.5	<b>76.3</b>	69.9	60.0
c.d.c. TII / + $\Delta T$ / rit.=0	1263.5	<b>76.3</b>	69.9	60.0
c.d.c. TII / - $\Delta T$ / rit.=0	1263.5	<b>76.3</b>	69.9	60.0

acciaio:  $\tau_{max} = 76.3 \text{ N/mm}^2 < f_{yd} / \sqrt{3} = 195.2 \text{ N/mm}^2$  (acciaio S355)

#### Flessione e taglio:

Le tensioni massime valgono (compressione >0):

TENSIONI IDEALI (N/mm <sup>2</sup> )	M (kNm)	V (kN)	ATTACCO PIATTAB.	
			$\sigma_{id sup}$	$\sigma_{id inf}$
peso proprio (fase 1)	1722.5	358.8	114.2	85.3
finiture (fase 2)	689.2	143.6	15.0	25.5
ritiro (fase 2)	1433.6	0.0	49.7	9.0
carichi mobili (fase 3)	3567.4	761.1	74.9	124.7
$\Delta T$ (fase 3)	581.3	0.0	15.4	2.5
c.d.c. T1 / + $\Delta T$ / rit.=0	2993.0	502.4	144.6	113.3
c.d.c. T1 / - $\Delta T$ / rit.=0	1830.4	502.4	113.8	108.4
c.d.c. T1 / + $\Delta T$	4426.6	502.4	194.3	122.3
c.d.c. T1 / - $\Delta T$	3264.1	502.4	163.5	117.3
c.d.c. TII / + $\Delta T$	7994.0	1263.5	<b>269.2</b>	247.0
c.d.c. TII / - $\Delta T$	6831.5	1263.5	238.3	242.0
c.d.c. TII / + $\Delta T$ / rit.=0	6560.4	1263.5	219.5	238.0
c.d.c. TII / - $\Delta T$ / rit.=0	5397.9	1263.5	188.6	233.1

acciaio:  $\sigma_{max} = 269.2 \text{ N/mm}^2 < f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$  (acciaio S355)

#### 5.1.8.2 Verifica della connessione trave - soletta

Nella seguente tabella sono riassunti gli sforzi di scorrimento unitari lungo metà trave ed i loro valori di calcolo massimi e minimi allo stato limite di esercizio.

Ascissa trave, x (m)		0	5.13	9.60
V (kN)	finiture (fase 2)	143.6	66.9	0.0
	ritiro (fase 2)	0.0	0.0	0.0
	carichi mobili (fase 3)	761.1	525.3	319.9
	$\Delta T$ (fase 3)	0.0	0.0	0.0
q (kN/m)	q <sub>fin.</sub>	115.4	53.7	0.0
	q <sub>rit.</sub>	-386.0	0.0	0.0
	q <sub>c.m.</sub>	691.1	477.0	290.4
	q <sub><math>\Delta T</math></sub>	122.9	0.0	0.0
q <sub>Sd</sub> - SLE 2008 (kN/m)	c.d.c. TI / + $\Delta T$ / rit.=0	238.2	53.7	0.0
	c.d.c. TI / - $\Delta T$ / rit.=0	-7.5	53.7	0.0
	c.d.c. TII / + $\Delta T$ / rit.=0	929.3	530.7	290.4
	c.d.c. TII / - $\Delta T$ / rit.=0	683.6	530.7	290.4
	c.d.c. TI / + $\Delta T$	-147.8	53.7	0.0
	c.d.c. TI / - $\Delta T$	-393.5	53.7	0.0
	c.d.c. TII / + $\Delta T$	543.3	530.7	290.4
	c.d.c. TII / - $\Delta T$	297.6	530.7	290.4
	q <sub>Sd</sub> max	929.3	530.7	290.4
	q <sub>Sd</sub> min	-393.5	53.7	0.0

Si riporta di seguito il diagramma di scorrimento di metà trave con i valori di calcolo, massimi e minimi, dello sforzo sollecitante e di quello resistente allo stato limite di esercizio.

Per il calcolo dello sforzo di scorrimento resistente si considerano i seguenti connettori:

- tratto da x=0.00 a x=4.00 m

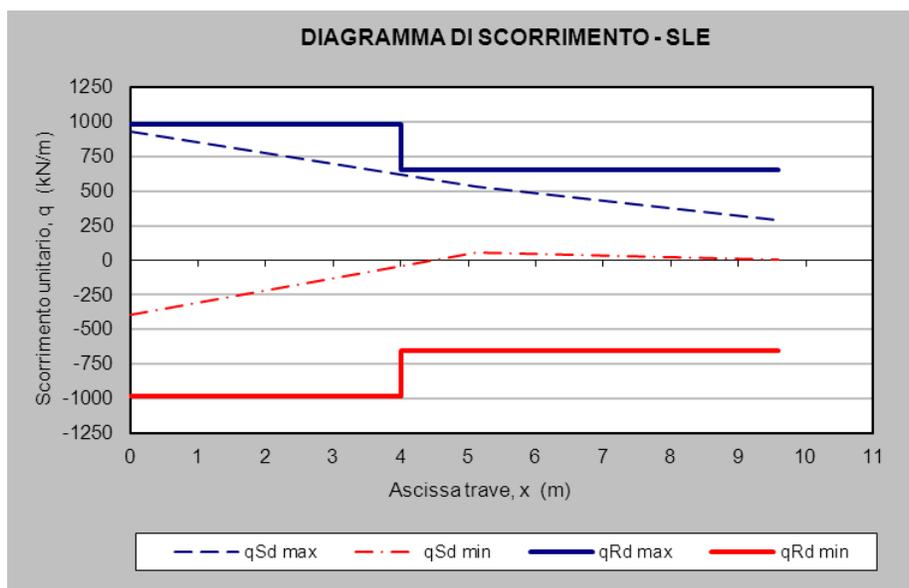
3 pioli  $\phi 22/20$  cm (h=220 mm)

$$q_{Rd\ SLE} = 0.6\ q_{Rd\ SLU} = 0.6 \times 1642 = 985\ \text{kN/m}$$

- tratto da x=4.00 a x=9.60 m

2 pioli  $\phi 22/20$  cm (h=220 mm)

$$q_{Rd\ SLE} = 0.6 \times 1095 = 657\ \text{kN/m}$$



### 5.1.9 VERICHE STATICHE IMPALCATO ALLO SLE

#### 5.1.9.1 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.

TENSIONI NORMALI (N/mm <sup>2</sup> )	q/trave (kN/m)	N (kN)	M (kNm)	SOLETTA		TRAVE		ATTACCO PIATTAB.	
				$\sigma_{sup}$	$\sigma_{inf}$	$\sigma_{sup}$	$\sigma_{inf}$	$\sigma_{sup}$	$\sigma_{inf}$
peso proprio (fase 1)	41.84		1928.10			129.3	-92.3	122.6	-85.7
finiture (fase 2)	16.74		771.50	1.05	0.38	6.8	-26.7	5.8	-25.7
ritiro (fase 2)		3776.22	1433.64	-0.20	-1.45	51.6	-10.8	49.7	-9.0
carichi mobili (fase 3)			3567.44	7.29	0.27	1.6	-115.4	-1.9	-111.9
$\Delta T$ (fase 3)		1020.60	581.27	0.31	-0.83	16.0	-3.0	15.4	-2.5
Qw	1.63		75.00	0.31	0.11	0.67	-2.6	0.6	-2.5
c.d.c. TI / + $\Delta T$ / rit.=0		1020.6	3280.9	1.36	-0.45	152.1	-122.1	143.9	-113.9
c.d.c. TI / - $\Delta T$ / rit.=0		-1020.6	2118.3	0.74	1.21	120.1	-116.0	113.0	-108.9
c.d.c. TI / + $\Delta T$		4796.8	4714.5	1.16	<b>-1.90</b>	203.7	-133.0	193.6	-122.9
c.d.c. TI / - $\Delta T$		2755.6	3552.0	0.54	-0.24	171.7	-126.9	162.7	-117.9
c.d.c. TII / + $\Delta T$		4796.8	8282.0	8.45	-1.63	205.3	<b>-248.3</b>	191.7	-234.7
c.d.c. TII / - $\Delta T$		2755.6	7119.4	7.82	0.03	173.3	-242.2	160.8	-229.8
c.d.c. TII / + $\Delta T$ / rit.=0		1020.6	6848.3	<b>8.65</b>	-0.18	153.8	-237.5	142.0	-225.7
c.d.c. TII / - $\Delta T$ / rit.=0		-1020.6	5685.8	8.03	1.48	121.7	-231.4	111.1	-220.8

Le verifiche risultano soddisfatte in quanto:

Acciaio:  $\sigma_{y,max} = 248.3 \text{ MPa} \leq 355 \text{ MPa}$

Calcestruzzo:  $\sigma_{c,max} = 8.65 \text{ MPa} \leq 22.41 \text{ MPa}$

#### 5.1.9.1 Verifica a fessurazione della soletta

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

$\sigma_{ct} = 1.90 \text{ MPa} \leq 2.79 \text{ MPa}$ .

#### 5.1.9.2 Stato limite di deformazione

##### Fase 1

L	= 19200 mm	luce della trave
q <sub>p.p.</sub>	= 41.84 kN/m	carico uniforme in fase 1 (trave e soletta)
J <sub>a</sub>	= 870000 cm <sup>4</sup>	momento d'inerzia della sezione di acciaio
E <sub>a</sub>	= 210000 N/mm <sup>2</sup>	modulo elastico dell'acciaio

$f_l = f_{p.p.} = 5/384 \times 41.84 \times 19200^4 / (210000 \times 870000 \times 10^4) = 40.52 \text{ mm}$

##### Fase 2

$q_{fin.}$  = 16.74 kN/m      carico uniforme in fase 2 (finiture)  
 $M_{rit.}$  = 1433.6 kNm      momento dovuto al ritiro  
 $J$  = 2297400 cm<sup>4</sup>      momento d'inerzia della sezione omogeneizzata (n=18.6)

$$f_2 = f_{fin.} + f_{rit.} = 5/384 \times 16.74 \times 19200^4 / (210000 \times 2287400 \times 10^4) + 1/8 \times 1433.6 \times 10^2 \times 19200^2 / (210000 \times 2297400) = 19.83 \text{ mm}$$

Fase 3

$M_{c.m.}$  = 3567.4 kNm      momento dovuto ai carichi mobili  
 $M_{\Delta T}$  = 581.3 kNm      momento dovuto alle variazioni termiche  
 $J$  = 3049600 cm<sup>4</sup>      momento d'inerzia della sezione omogeneizzata (n=6.2)

$$f_3 = f_{c.m.} + f_{\Delta T} = 1/8 \times (3567.4 + 581.3) \times 10^2 \times 19200^2 / (210000 \times 3049600) = 29.85 \text{ mm}$$

## Verifica:

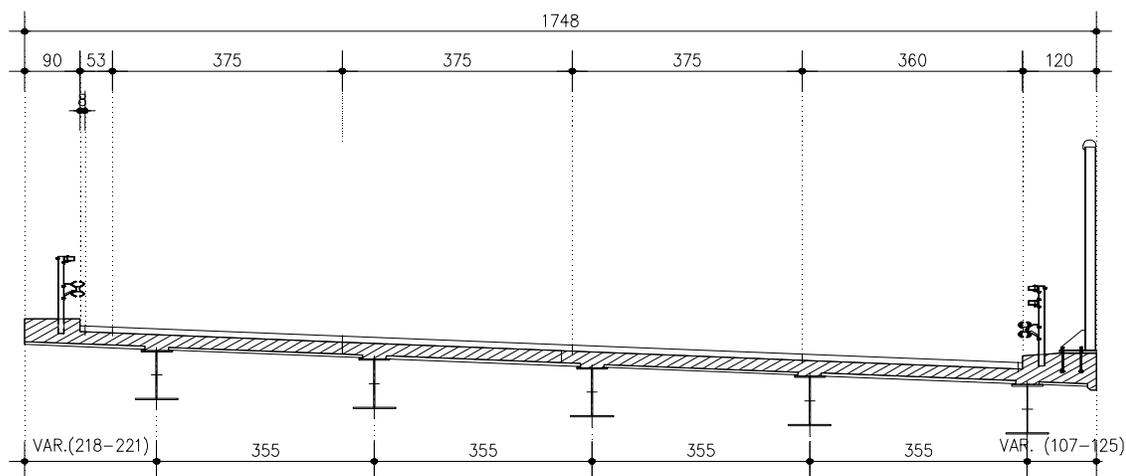
$$f_{perm0} = f_1 + f_2 = 60.36 \text{ mm} < L / 150 = 128 \text{ mm}$$

$$f_{acc0} = f_3 = 29.85 \text{ mm} < L / 500 = 38.4 \text{ mm}$$

## 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 17.70m circa, con superficie pavimentata di 15.60m, cordolo laterale di 0.90m da un lato e 1.20m dall'altro, come schematizzato nella figura seguente:



**Figura 5.3 Sezione trasversale impalcato**

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

Luce di calcolo sbalzo int.  $L = 2.29 \text{ m}$

Luce di calcolo campata  $L = 3.55 \text{ m}$

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

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

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

Tali verifiche vengono condotte con riferimento a due fasi distinte:

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

## 5.2.1 VERIFICHE IN DIREZIONE TRASVERSALE

### 5.2.1.1 Fase provvisoria

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

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

#### Analisi dei carichi

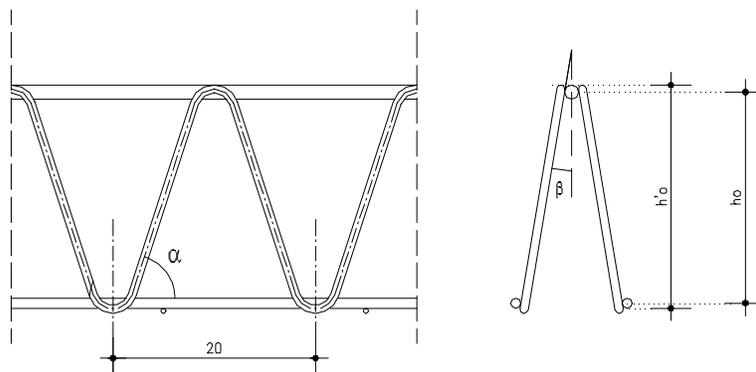
- |                           |   |
|---------------------------|---|
| 1. Peso proprio prédalles | $g_1 = 1.35 * 0.06 * 25.00 = 2.03 \text{ kN/m}^2$ |
| 2. Getto integrativo      | $g_2 = 1.35 * 0.24 * 25.00 = 8.10 \text{ kN/m}^2$ |
| 3. Sovraccarico           | $g_3 = 1.50 * 1.00 = 1.50 \text{ kN/m}^2$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

#### Verifiche

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

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

Di seguito si riporta una rappresentazione schematica del traliccio.



Altezza totale del traliccio:  $h'_0 = 16.5$  cm  
 Braccio della coppia resistente:  $h_0 = h'_0 - (\phi_{cs} + \phi_{ci}) / 2 = 15$  cm  
 Numero di tralici nella lastra: 6 (interasse = 0.40m)  
 Larghezza lastra: 2.40 m

- Correnti inferiori:

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

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

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

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

$$\lambda_s = 57$$

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

- Correnti superiori:

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

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

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

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

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

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

- Staffe:

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

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

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

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

$$\lambda_{st} = 66$$

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

### 1) Sbalzo

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

$$l_c = 2.29 - 0.25 = 2.04 \text{ m}$$

Si considera lo schema di mensola incastrata.

Sollecitazioni unitarie:

$$M = (2.03 + 8.10 + 1.50) \times 2.04 / 2 + 2.00 \times 2.04 = 28.28 \text{ kNm/m}$$

$$V = (2.03+8.10+1.50) \times 2.04 + 2.00 = 25.73 \text{ kN/m}$$

Sollecitazioni sulla lastra:

$$\text{Larghezza lastra} = 2.4 \text{ m}$$

$$M = 28.28 \times 2.4 = 67.87 \text{ kNm/lastra}$$

$$V = 25.73 \times 2.4 = 61.75 \text{ kN/lastra}$$

Tensioni sugli elementi resistenti:

$$\text{Trazione sui correnti superiori: } \sigma_s = 375.2 \text{ N/mm}^2 < f_{yd} = 450/1.15 = 391 \text{ N/mm}^2 \text{ (acciaio B450C)}$$

$$\text{Compressione nei correnti inferiori: } \sigma'_s \omega_s = 244.8 \times 1.46 = 357.4 < f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Compressione nelle staffe: } \sigma_{st} \omega_{st} = 72 \times 1.64 = 118.1 \text{ N/mm}^2 < f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$$

**2) Campata**

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

$$l_c = 3.55 - 0.50 = 3.05 \text{ m}$$

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.

Sollecitazioni unitarie:

$$M = (2.03+8.10+1.50) \times 3.05/8 = 13.52 \text{ kNm/m}$$

$$V = (2.03+8.10+1.50) \times 3.05/2 = 18 \text{ kN/m}$$

Sollecitazioni sulla lastra:

$$\text{Larghezza lastra} = 2.4 \text{ m}$$

$$M = 13.52 \times 2.4 = 32.46 \text{ kNm/lastra}$$

$$V = 18 \times 2.4 = 42.57 \text{ kN/lastra}$$

Tensioni sugli elementi:

$$\text{Trazione sui correnti inferiori: } \sigma_s = 117.1 \text{ N/mm}^2 < f_{yd} = 450/1.15 = 391 \text{ N/mm}^2 \text{ (acciaio B450C)}$$

$$\text{Compressione nei correnti superiori: } \sigma'_s \omega_s = 179.4 \times 1.46 = 261.9 < f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Compressione nelle staffe: } \sigma_{st} \omega_{st} = 4.9 \times 1.64 = 8.15 \text{ N/mm}^2 < f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2 .$$

## 5.2.2 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.

### 5.2.2.1 Carichi permanenti

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

Si considera la pavimentazione estesa ad una larghezza di 15.60m.

#### 1) Pesi strutturali G1

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

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

#### 2) Pesi permanenti portati G2

Cordoli:  $g_{2'} = 0.35 * 25.00 = 8.75 \text{ kN/m}^2$

Elemento di bordo:  $P_1 = 1.25 \text{ kN/m}$

Barriera antirumore h=6.0m  $P_2 = 8.0 \text{ kN/m}$

Siccurvia:  $P_3 = 1.24 \text{ kN/m}$

Pavimentazione:  $g_{2''} = 0.12 * 22.00 = 2.64 \text{ kN/m}^2$

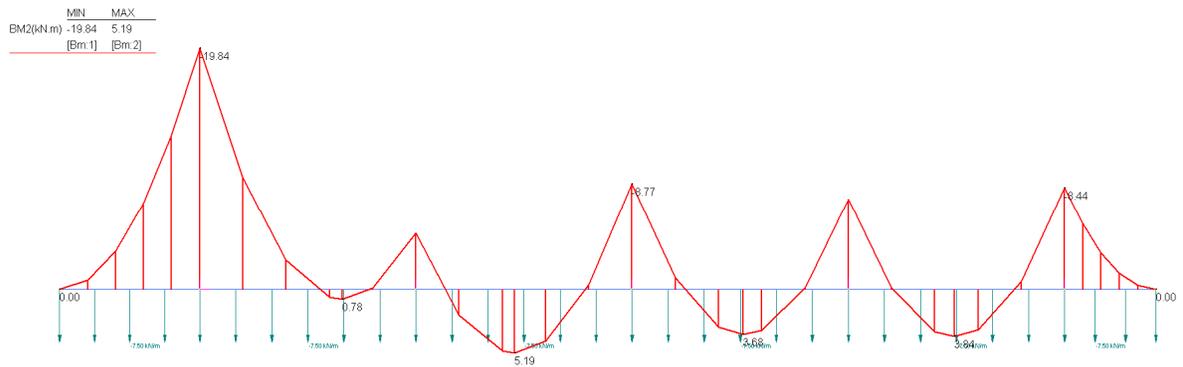


Figura 5.4 Fase definitiva – Peso predalles + getto integrativo (G1) - Momento flettente

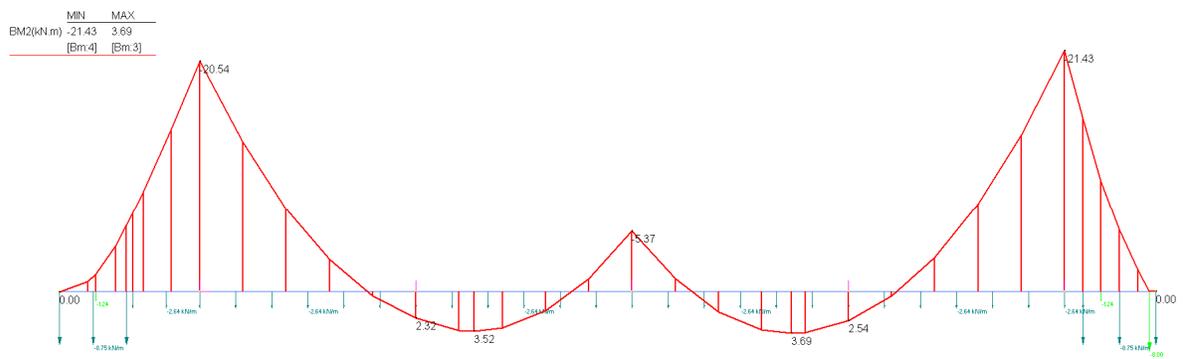


Figura 5.5 Fase definitiva – Permanenti portati (G2) - Momento flettente

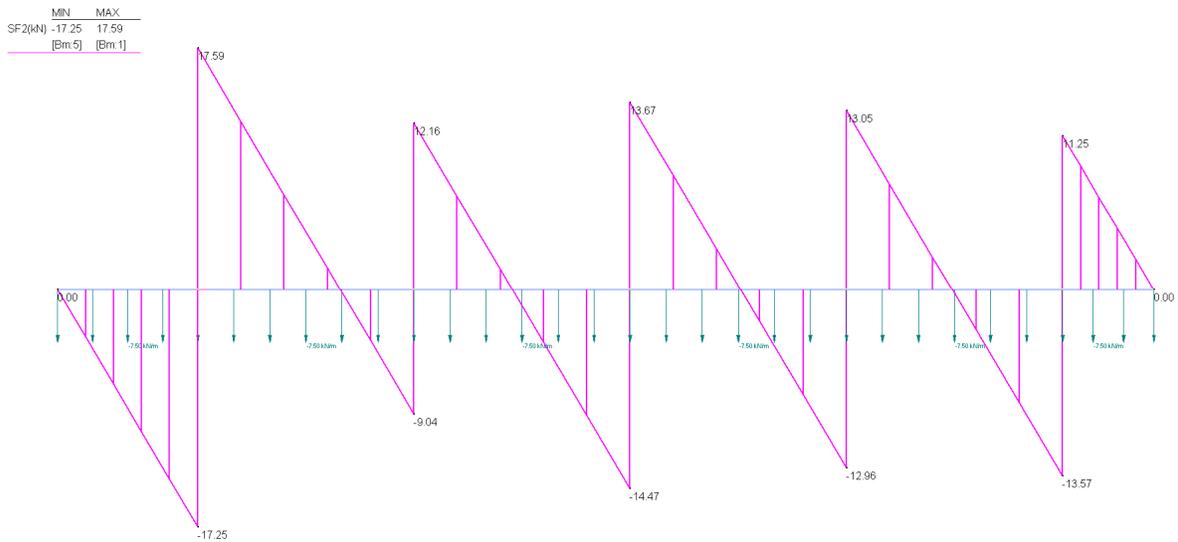


Figura 5.6 Fase definitiva – Peso predalles + getto integrativo (G1) - Taglio

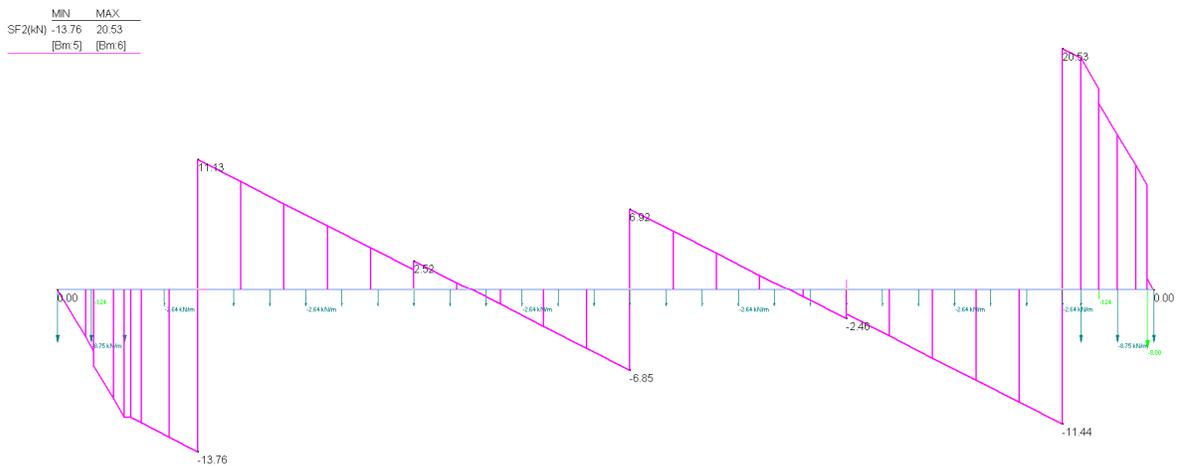


Figura 5.7 Fase definitiva – Permanenti portati (G2) – Taglio

### 5.2.2.2 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:

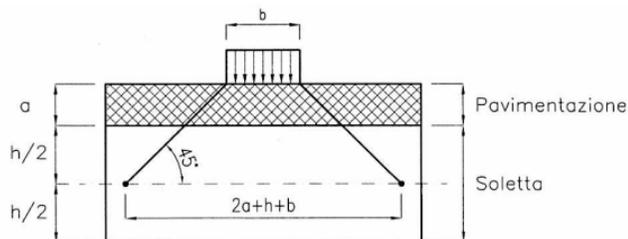
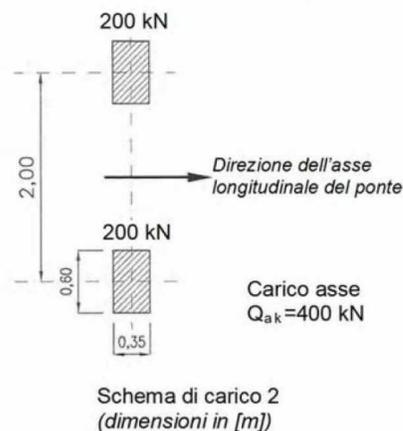
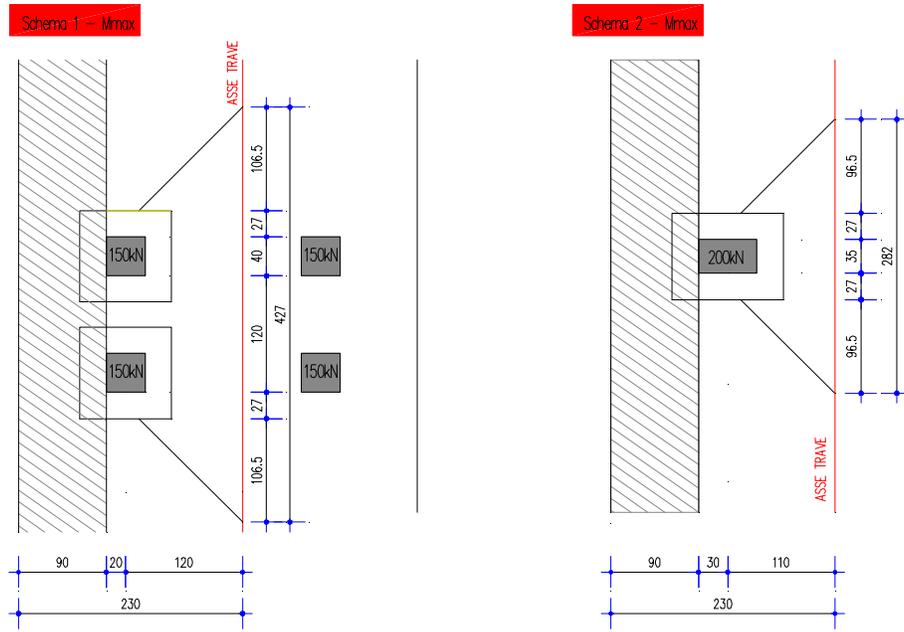


Figura 5.8 Diffusione dei carichi concentrati nella soletta



Base resistente per momento nei due schemi di carico

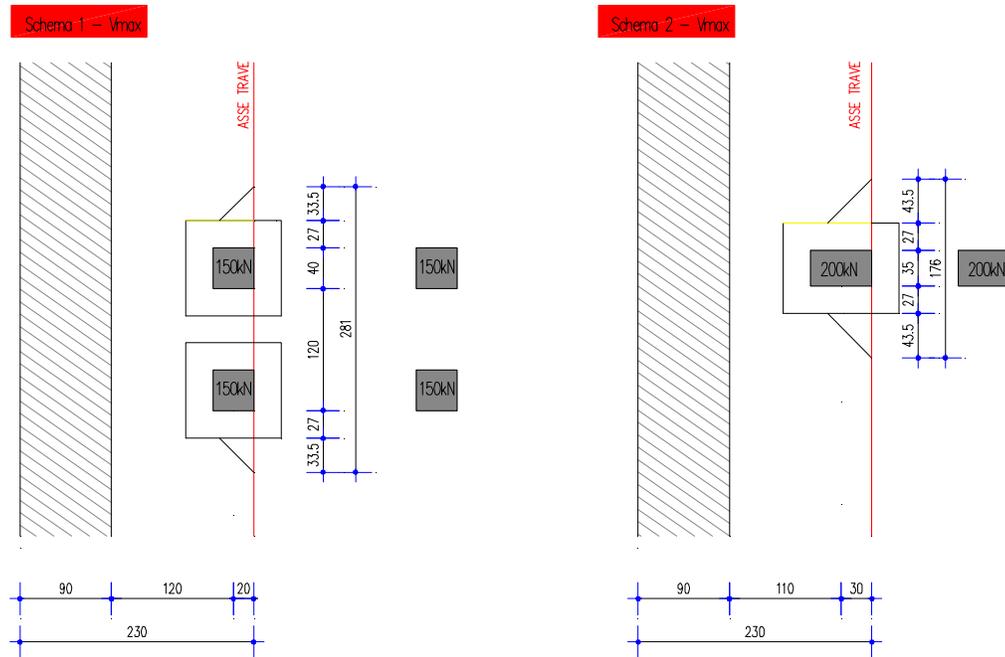


Figura 5.9 Base resistente per taglio nei due schemi di carico

**Schema 1**

Si assume come base resistente l'ingombro longitudinale (1.20 m) del carico diffuso verticalmente a 45° sino al piano medio della soletta aumentato del doppio della distanza del carico più esterno dalla sezione di

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

Per il calcolo della base resistente al momento massimo si veda la Figura 5.9.

$$B = 1.20 + 0.40 + 2 * 0.12 + 0.30 + 2 * 1.065 = 4.27 \text{ m}$$

$$M_{q1} = 300 / 4.27 * 1.20 + 9.00 * 1.40^2 / 2 = 93.1 \text{ kNm/m}$$

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

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

$$T_{q1} = 300 / 2.81 + 9.00 * 0.7 = 113.1 \text{ kN/m}$$

### 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 5.9.

$$B = 0.35 + 2 * 0.12 + 0.30 + 2 * 0.965 = 2.82 \text{ m}$$

$$M_{q1} = 200 / 2.82 * 1.20 = 78 \text{ kNm/m}$$

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

$$B = 0.35 + 2 * 0.12 + 0.30 + 0.435 + 0.435 = 1.76 \text{ m}$$

$$T_{q1} = 200 / 1.76 = 113.6 \text{ kN/m}$$

### 2) Campata e appoggio

- Carichi mobili più gravosi ( $q_1$ ):

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

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

$$B = 1.20 + 0.40 + 2 * 0.12 + 0.30 + 3.55 / 2 \approx 3.92 \text{ m}$$

Carico equivalente corsia n.1:

$$P_{eq.} = 300 / 3.92 = 77 \text{ kN/m}$$

Il carico viene diffuso nella soletta:

$$p_{eq} = 77 / (0.40 + 2 * 0.12 + 0.30) = 82 \text{ kN/m (per metro di larghezza di soletta)}$$

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

Carico equivalente corsia n.2:

$$P_{eq.} = 200 / 3.92 = 51 \text{ kN/m}$$

Il carico viene diffuso nella soletta:

$$p_{eq} = 51 / (0.40 + 2 * 0.12 + 0.30) = 55 \text{ kN/m (per metro di larghezza di soletta)}$$

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

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

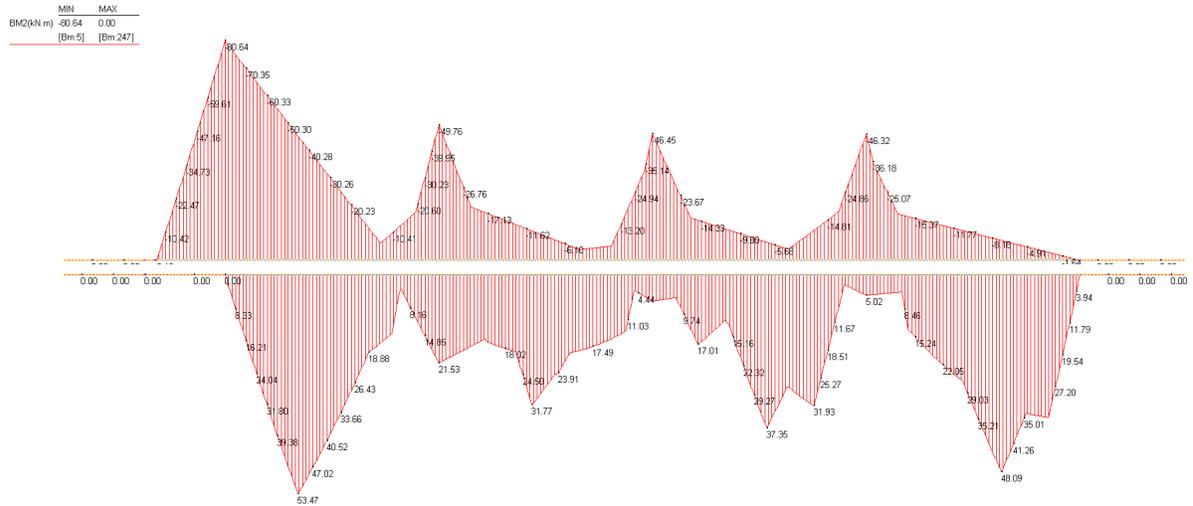


Figura 5.10 Fase definitiva – Carichi mobili (Q) - Momenti flettenti max e min

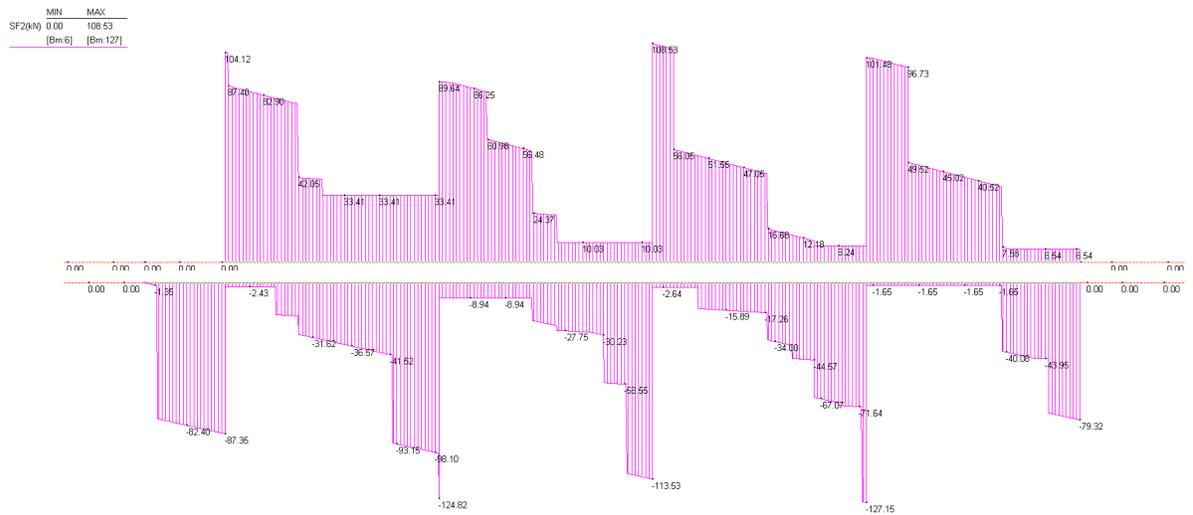


Figura 5.11 Fase definitiva – Carichi mobili (Q) – Tagli max e min

**5.2.2.3 Urto di veicolo in svio**

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

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

essendo:  $f_y$  = tensione di snervamento

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

$S_x$  = momento statico di metà sezione rispetto al baricentro

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

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

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

$$f_k = f_m - k s$$

con:  $f_m$  = valore medio

$s$  = scarto quadratico medio

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

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

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

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

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

Indicando tale coefficiente con  $p$ , si ha:

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

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

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

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

Il frattile di ordine 0.95 si può quindi calcolare con:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

NOTA: da prove eseguite su paletti HE 100 A la tensione di snervamento è risultata compresa tra 403 e 431 N/mm<sup>2</sup>.

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:

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

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

**5.2.2.4 Riepilogo delle sollecitazioni massime e combinazione di carico**

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

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

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

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

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 (si riporta la verifica di quello interno perché più sollecitato):**

Carichi	Momento flettente [kNm]	Taglio [kN]	Sforzo assiale [kN]
Peso proprio predalles+getto (G1)	-19.84	17.59	
Carichi permanenti portati (G2)	-20.54	19.03	
Carichi mobili (Q)	-93.1	113.1	
Urto di veicolo ( $Q_{urto}$ )	-41.80		32.79
Carichi mobili contemporanei all'urto ( $Q_{c.m.cont}$ )	-17.60	16.00	
<b>Combinazioni</b>			
SLU – UII – Permanenti + urto	-144.0	73.4	-49.3
SLU – UII – Permanenti + c.mobili	-183.4	205.2	
SLU - Eccezionale	-175.3	149.9	32.79
SLE – TI	-133.5	149.7	

**2) Sezione in campata:**

Carichi	Momento flettente [kNm]	Taglio [kN]	Sforzo assiale [kN]
Peso proprio predalles+getto (G1)	5.19		
Carichi permanenti portati (G2)	3.69		
Carichi mobili (Q)	53.47		
<b>Combinazioni</b>			
SLU – UII	84.49		
SLE - TI	62.19		

**3) Sezione in appoggio:**

Carichi	Momento flettente [kNm]	Taglio [kN]	Sforzo assiale [kN]
Peso proprio predalles+getto (G1)	-8.77	14.5	
Carichi permanenti portati (G2)	-5.37	6.92	
Carichi mobili (Q)	-49.76	127.15	
<b>Combinazioni</b>			
SLU – UII	-87.07	201.61	
SLE - TI	-63.90	148.57	

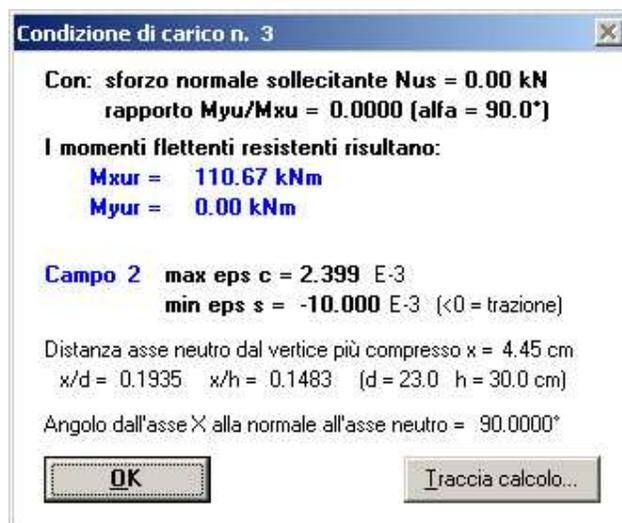
### 5.2.2.5 Verifiche di resistenza

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 <sub>s</sub> '=30.40cm <sup>2</sup> )
Copriferro armatura superiore (cm)	5.00
Armatura Intradosso	1Φ20/25'' (A <sub>s</sub> =12.56cm <sup>2</sup> )
Copriferro armatura inferiore (cm)	7.00
Momento agente (kNm)	84.49

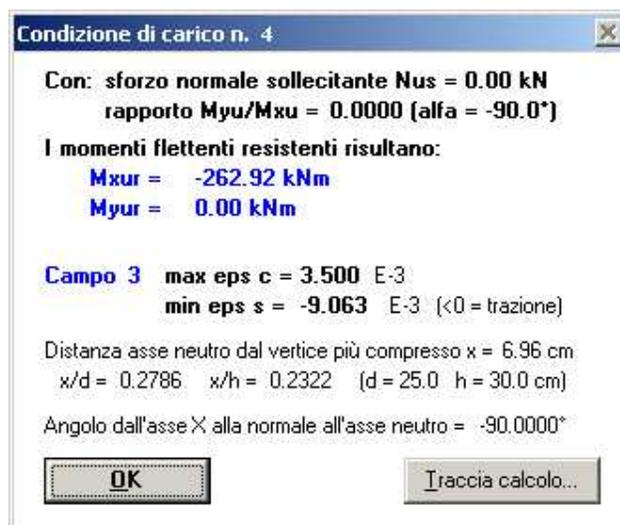


La verifica risulta soddisfatta in quanto il momento flettente sollecitante è inferiore al momento ultimo:

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

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

Larghezza b (cm)	100
Altezza h (cm)	30
Armatura Estradosso	1Φ22/12.5'' (A <sub>s</sub> '=30.40cm <sup>2</sup> )
Copriferro armatura superiore (cm)	5.00
Armatura Intradosso	1Φ20/25'' (A <sub>s</sub> =12.56cm <sup>2</sup> )
Copriferro armatura inferiore (cm)	7.00
Momento flettente (kNm)	-87.07
Taglio (kN)	201.61



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 taglianti:

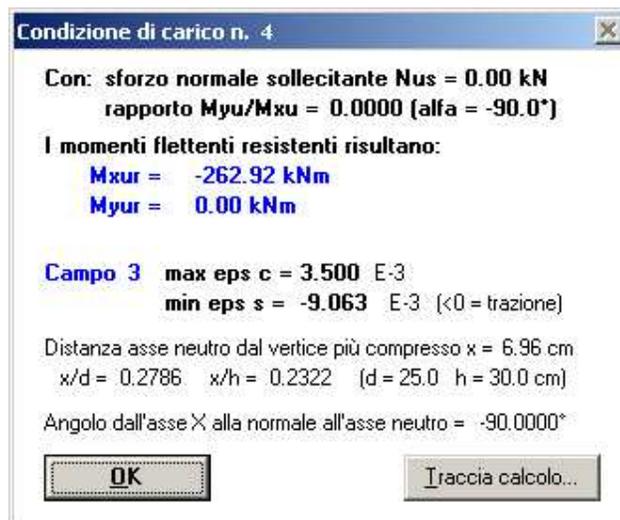
$V_{sd}$	<b>201.61</b>	kN
$N_{sd}$	0.00	kN
$R_{ck}$	45.00	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	37.35	N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_c$	1.50	
$f_{cd}$	21.17	N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd}$	391.30	N/mm <sup>2</sup>
$b_w$	1000	mm
$h$	300	mm
$d$	294.9	mm
$\phi$	22	mm
$n^\circ$	8	
$A_{sl}$	3040	mm <sup>2</sup>
$\rho_l$	0.010	
$\sigma_{cP}$	0.000	N/mm <sup>2</sup>
$k$	1.824	
$v$	0.527	
$V_{Rdc,min}$	217.89	kN
$V_{Rdc}$	155.33	kN
$V_{Rd}$	<b>217.89</b>	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	1Φ22/12.5'' (A <sub>s</sub> '=30.40cm <sup>2</sup> )
Copriferro armatura superiore (cm)	5.00
Armatura Intradosso	1Φ20/25'' (A <sub>s</sub> =12.56cm <sup>2</sup> )
Copriferro armatura inferiore (cm)	7.00
Momento flettente (kNm)	-183.4
Taglio (kN)	205.2



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:

$V_{Sd}$	<b>205.24</b>	kN
$N_{Sd}$	0.00	kN
$R_{ck}$	45.00	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	37.35	N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_c$	1.50	
$f_{cd}$	21.17	N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd}$	391.30	N/mm <sup>2</sup>
$b_w$	1000	mm
$h$	300	mm
$d$	250	mm
$\phi$	22	mm
$n^\circ$	8	
$A_{sl}$	3040	mm <sup>2</sup>
$\rho_l$	0.012	
$\sigma_{cP}$	0.000	N/mm <sup>2</sup>
$k$	1.894	
$v$	0.558	
$V_{Rdc,min}$	202.76	kN
$V_{Rdc}$	139.43	kN
$V_{Rd}$	<b>202.76</b>	kN

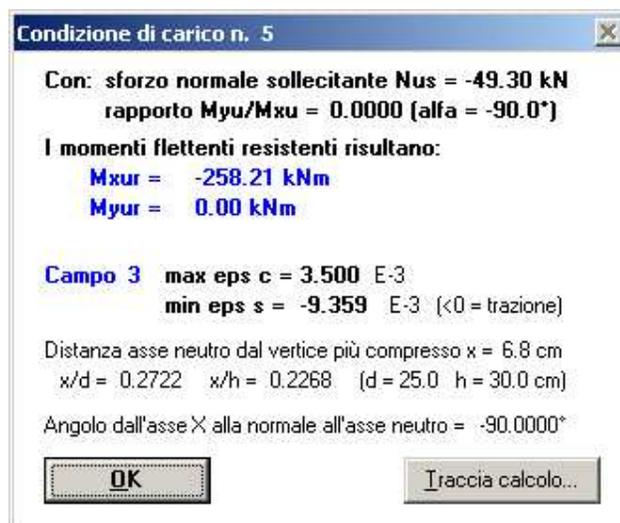
La verifica si considera soddisfatta in quanto lo schema di carico a mensola dello sbalzo risulta a favore di sicurezza rispetto alla situazione reale:

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

### 5.2.2.6 Verifica in condizioni eccezionali: urto di veicolo in svio

Verifica a tensoflessione nella sezione dello sbalzo:

Larghezza b (cm)	100
Altezza h (cm)	30
Armatura Estradosso	1Φ22/12.5'' (As'=30.40cm <sup>2</sup> )
Copriferro armatura superiore (cm)	5.00
Armatura Intradosso	1Φ20/25'' (As=12.56cm <sup>2</sup> )
Copriferro armatura inferiore (cm)	7.00
Momento flettente (kNm)	-175.3
Azione assiale (kN)	-49.3



La verifica risulta soddisfatta in quanto il punto rappresentante lo stato di sollecitazione è interno al dominio di sicurezza.

### 5.2.3 VERIFICHE IN DIREZIONE LONGITUDINALE

#### 5.2.3.1 Verifiche di resistenza (SLU)

Si rimanda al paragrafo 5.1.5, 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 $\Phi$ 20/25''

intradosso 1 $\Phi$ 20/25''.

## 5.3 TRAVERSI

### 5.3.1 MODELLO DI CALCOLO

Il dimensionamento dei traveri di campata è stato effettuato sullo schema semplificato di seguito descritto. Il traverso viene considerato come una trave continua su cinque appoggi elastici la cui rigidità simula la presenza delle travi principali. Il traverso è sovrastato da una porzione di soletta su cui insistono i carichi mobili previsti dalle NTC. A favore di sicurezza si assume una larghezza di soletta molto piccola (pari a 10cm), affidando di fatto tutto l'onere di ripartizione al traverso. Il collegamento traverso-soletta è dato da elementi rigidi in corrispondenza delle travi principali (Figura 5.12).

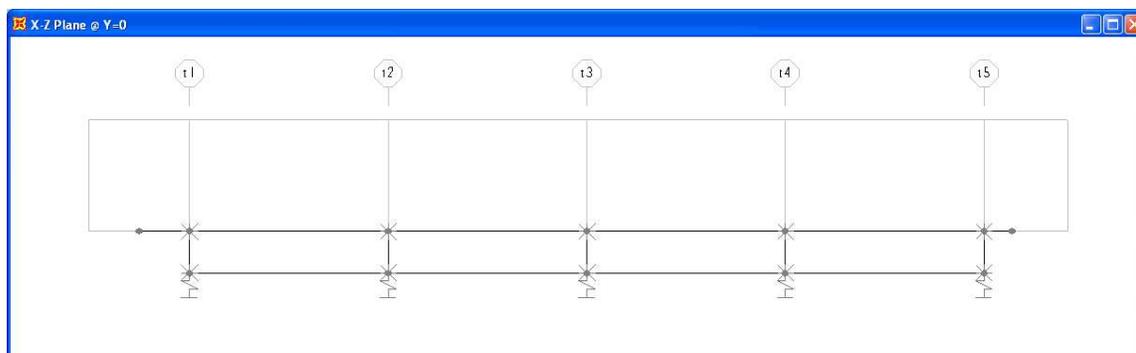


Figura 5.12 Schema di calcolo dei traveri

La rigidità della singola trave principale è determinata calcolando la forza che genera l'abbassamento unitario in mezzeria della campata centrale (si veda la seguente figura) e vale  $k = 70000$  kN/m. In corrispondenza di tale sezione si ottiene infatti la rigidità minima, la quale genera le sollecitazioni massime nel traverso.

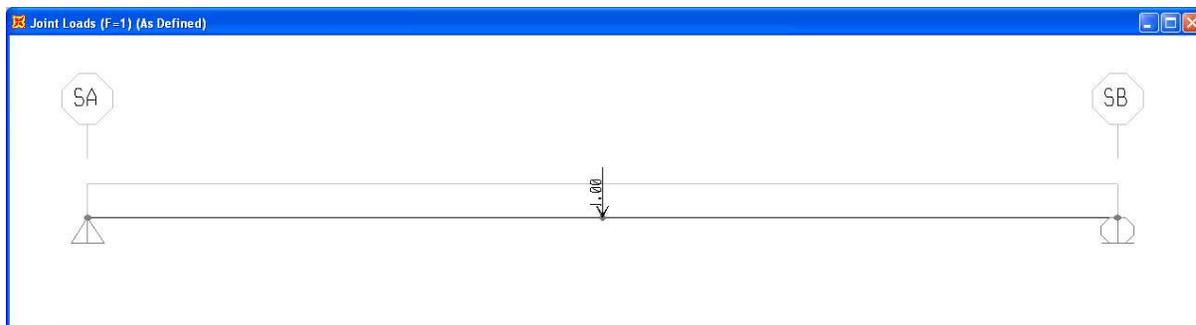


Figura 5.13 Calcolo della rigidità di una trave principale

Caratteristiche traverso: Altezza totale della trave in acciaio: 600  
Ala superiore : 250x 20  
Spessore anima: 16  
Ala inferiore : 250x 20

Interasse traversi:  $i = 6.00\text{m}$

Ai fini del calcolo delle sollecitazioni sui traversi si considerano i seguenti carichi mobili:

Schema di carico 1:

Corsia 1: carico tandem  $2 \times Q_{1k} = 2 \times 300 \text{ kN}$   
 carico uniforme  $q_{1k} = 6.00 \times 9.00 = 54 \text{ kN/m}$

Corsia 2: carico tandem  $2 \times Q_{2k} = 2 \times 200 \text{ kN}$   
 carico uniforme  $q_{2k} = 6.00 \times 2.50 = 15 \text{ kN/m}$

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

Si riportano di seguito le sollecitazioni massime e minime ottenute (generate dalle corsie affiancate):

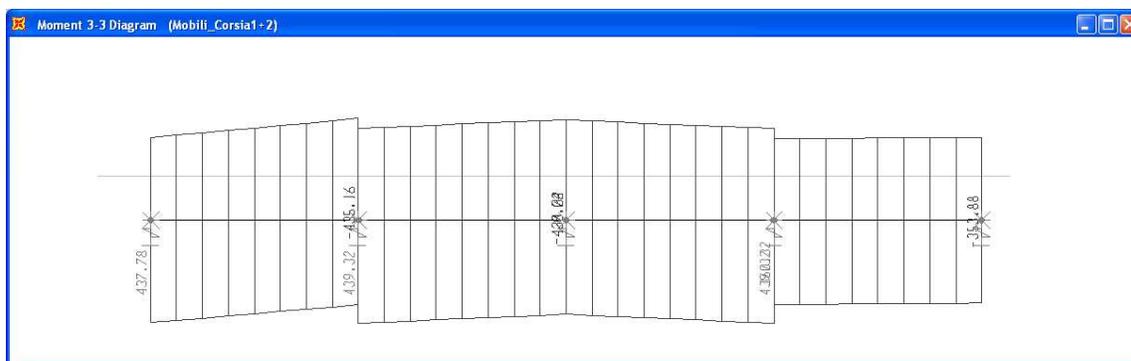


Figura 5.14 Traverso - Diagramma dei momenti flettenti max e min

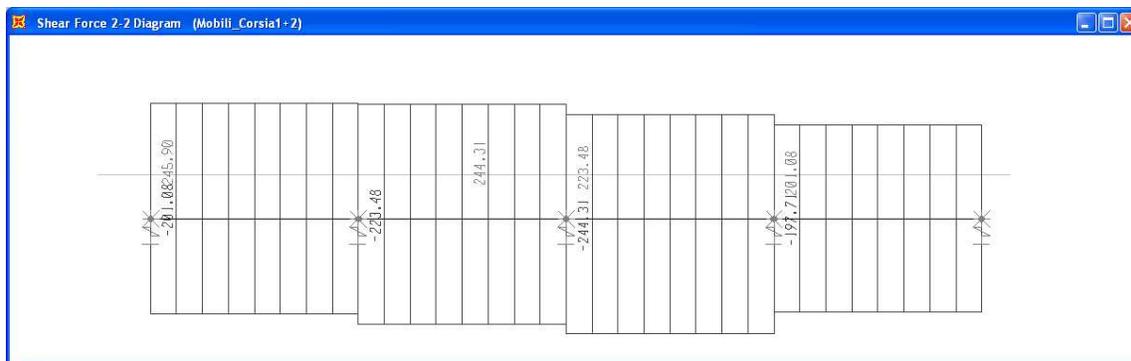


Figura 5.15 Traverso - Diagramma dei tagli max e min

### 5.3.2 VERIFICHE DI RESISTENZA

La verifica di resistenza si esegue con il metodo elastico (punto 4.3.3.2 delle NTC):

Sollecitazioni massime allo stato limite ultimo:

$$M = 1.35 \times 440 = 595 \text{ kN/m}$$

$$T = 1.35 \times 245 = 331 \text{ kN}$$

Modulo di resistenza della sezione:

$$W = 3580 \text{ cm}^3$$

Verifica di resistenza allo stato limite ultimo:

$$\sigma = 595000000/3580000 = 166 \text{ N/mm}^2$$

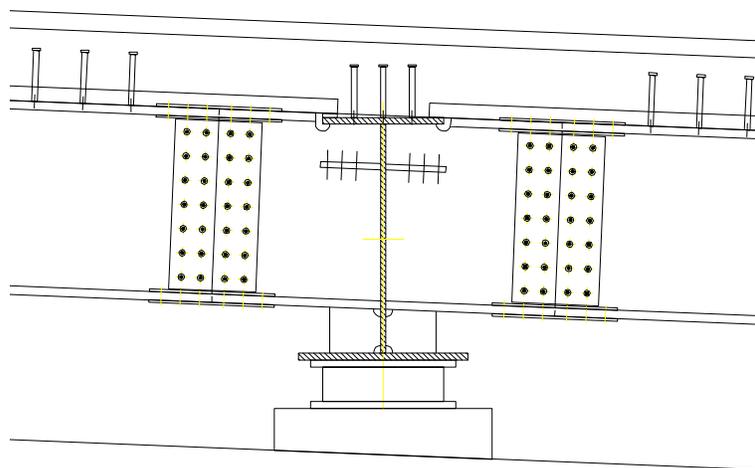
$$\tau = 331000/(700*16) = 30 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{id} = (166^2 + 3*30^2)^{1/2} = 175 \text{ N/mm}^2 < 338 \text{ N/mm}^2$$

### 5.3.3 VERIFICA DEL GIUNTO TRAVE – TRAVERSO

I giunti sono calcolati a ripristino della sezione, considerando i bulloni con un comportamento ad attrito (“precaricati” secondo la nomenclatura delle NTC2008); per il ripristino della sezione si considera che le ali supportino la totalità degli sforzi normali dovuti alle azioni assiali e flessionali e che l’anima sopporti la totalità dei tagli.

Il calcolo viene effettuato determinando i massimi sforzi normali ed i tagli sopportabili rispettivamente dalle ali e dall’anima e determina il minimo numero di bulloni necessari a trasmettere tale sforzo.



A favore di sicurezza si considerano i traversi di spalla T2.

Caratteristiche geometriche della sezione del traverso T2 - acciaio S355		
	Lunghezza (mm)	Spessore (mm)
Piattabanda superiore	350	20
Anima	755	20
Piattabanda inferiore	350	20
Piatti di collegamento anima	700	10

**Caratteristiche dei bulloni di collegamento**

Classe bullone	10.9	
Diametro $\phi$	30 mm	
Diametro foro $\phi_0$	31.5 mm	NTC §4.2.8.1
Coefficiente attrito unione $\mu$	0.3	
Forza di precarico di un bullone $F_{p,cd}$	$0.7 f_{tb} A_{res}$	392.70 kN
Resistenza allo scorrimento $F_{s,Rd}$	$n \mu F_{p,cd} / \gamma_{M3}$	188.50 kN

**Verifica prescrizioni geometriche del giunto**

Valori di normativa	Valori assunti	Verifica
$e_1 \geq 1.2 \phi = 3.6$ cm	5.0 cm	Ok
$e_2 \geq 1.2 \phi = 3.6$ cm	5.0 cm	Ok
$p_1 \geq 2.2 \phi = 6.6$ cm	10.0 cm	Ok
$p_2 \geq 2.4 \phi = 7.2$ cm	8.0 cm	Ok

**Verifica collegamento dell'anima**

Numero bulloni sull'anima $n$	14	
Taglio massimo trasmissibile dall'anima: $V_{c,Rd} = A_v f_{yk} / (\gamma_{M0} \sqrt{3})$	$(20 \times 755 - 7 \times 20 \times 31.5) \times 355 / (1.05 \times \sqrt{3})$	2086.68 kN
Taglio massimo trasmesso da un bullone: $V_{Sd} = V_{c,Rd} / n$	2086.68 kN / 14	149.05 kN
<b>Verifica ad attrito del bullone:</b>	$V_{Sd} \leq F_{s,Rd}$	<b>Ok</b>
Resistenza a rifollamento dell'unione: $F_{b,Rd} = k \alpha f_{tk} \phi t / \gamma_{M2}$	$1.856 \times 0.529 \times 510 \times 30 \times 20 / 1.25$	240.34 kN
$n F_{b,Rd}$	$14 \times 240.34 \text{ kN}$	3364.74 kN
<b>Verifica al rifollamento dell'unione:</b>	$V_{c,Rd} \leq n F_{b,Rd}$	<b>Ok</b>

**Verifica collegamento delle ali**

Numero bulloni sull'ala $n$	16	
Forza massima trasmissibile dall'ala: $N_{c,Rd} = A_v f_{vk} / \gamma_{M0}$	$(25 \times 350 - 2 \times 25 \times 31.5) \times 355 / 1.05$	2426 kN
Forza massima trasmessa da un bullone:		
$N_{Sd} = N_{c,Rd} / n$	2426 kN/16	152 kN
<b>Verifica ad attrito del bullone:</b>	$N_{Sd} \leq F_{s,Rd}$	<b>Ok</b>
Resistenza a rifollamento dell'unione: $F_{b,Rd} = k \alpha f_{tk} \phi t / \gamma_{M2}$	$2.50 \times 0.529 \times 510 \times 30 \times 25 / 1.25$	405 kN
$n F_{b,Rd}$	16 x 405 kN	6475 kN
<b>Verifica al rifollamento dell'unione:</b>	$N_{c,Rd} \leq n F_{b,Rd}$	<b>Ok</b>
Area netta coprigiunti $A_n$ :	$(10 \times 330) - 2 \times (31.5 \times 10)$	2670 mmq
<b>Resistenza coprigiunto inf:</b> $N_{u,Rd} = 0.9 A_n f_{tk} / 1.25$		

NB: non è necessario verificare al rifollamento le lamiere esterne poiché il loro spessore è maggiore o uguale alla metà di quello delle lamiere interne:

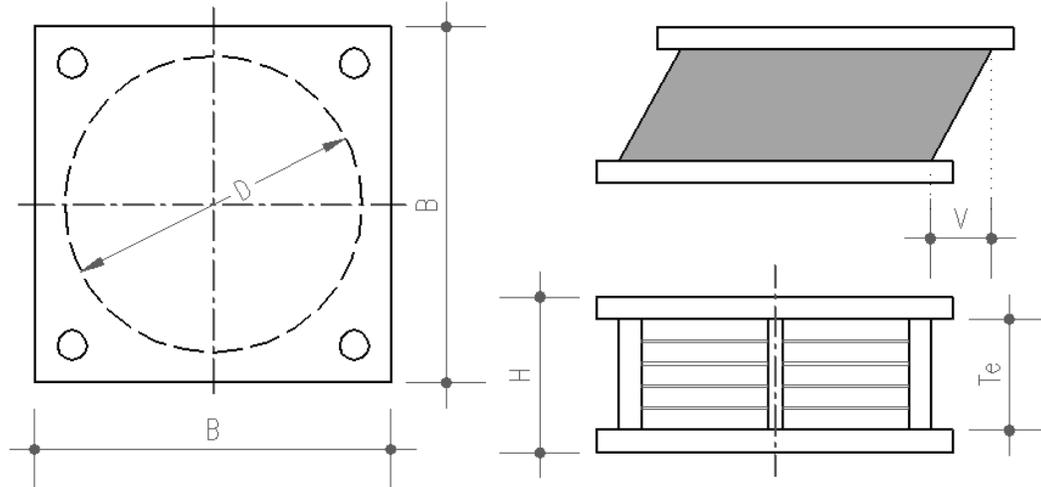
- anima: sp coprigiunto = 10 mm  $\geq t/2 = 20\text{mm}/2 = 10\text{mm}$

## 6 RELAZIONE DI CALCOLO APPOGGI

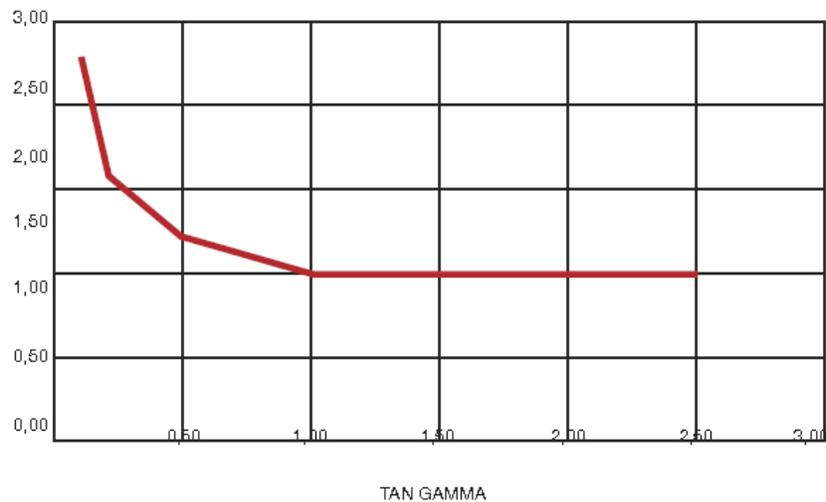
Per effettuare i calcoli di verifica si farà riferimento ad appoggi tipo HDRB della ditta "ALGA" precisando che tale riferimento è solo indicativo, in quanto questi apparecchi sono ormai prodotti dalle principali ditte del settore.

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

SCHEMA APPARECCHI DI APPOGGIO ELASTOMERICI



CURVA  $G/\gamma$

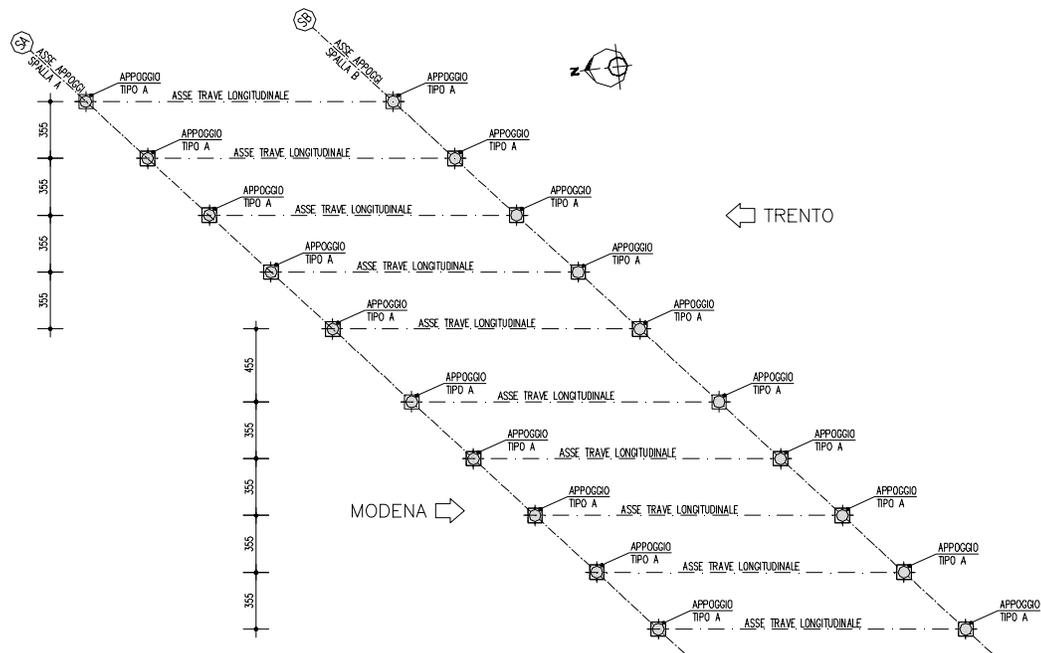


Variatione relativa della rigidità in funzione della deformazione tangenziale  
*Relative variation of stiffness as a function of shear strain (shear deformation)*

Caratteristiche fisico-meccaniche delle mescole <i>Rubber compound physical-mechanical characteristic</i>	Mescola / Compound				
	Shore A3	Normale nd / Normal nd	Morbida / Soft	Normale / Normal	Dura / Hard
Durezza / Hardness	50±3	60±3	40±3	60±3	75±3
Resistenza a rottura / Tensile strength	N/mm²	20	20	20	18
Allungamento a rottura / Tensile strain	%	600	750	600	500
Modulo di elasticità G / G Modulus	N/mm²	0,9	0,4	0,8	1,4
Smorzamento viscoso equivalente del solo elastomero / Equivalent viscous damping	%	4	10	10	16
Smorzamento viscoso equivalente dell'intero isolatore / Equivalent viscous damping	%	30<	10	10	16
Isolatore corrispondente / Corresponding Isolator		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 E CARATTERISTICHE APPARECCHI DI APPOGGIO 1:200

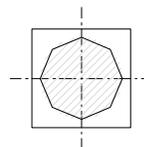


Si prevede l'impiego di un dispositivo tipo HDH D350 B400

### 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 ( $\xi$ )	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 <sup>2</sup>	%	N/mm <sup>2</sup>	%
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 = 5
Luce di calcolo	L = 19.20m
Retrotrave	R = (0.50m di acciaio, 1.00 di soletta)
Larghezza impalcato	B = 17.50m

### 6.1.1 CARICHI STATICI

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

CARICHI	SLE	$\gamma_{SLU}$	SLU	$\gamma_{SISM}$	SISMA
Peso proprio struttura ( $G_1$ )	114.77 kN	1.35	154.94 kN	1.00	114.77 kN
Peso proprio soletta ( $G_1$ )	286.92 kN	1.35	387.34 kN	1.00	286.92 kN
Carichi permanenti ( $G_2$ )	160.73 kN	1.50	241.10 kN	1.00	160.73 kN
Carichi mobili (Q)	761.09 kN	1.35	1027.47 kN	0	0
<b>TOTALE</b>	<b>1653.50 kN</b>		<b>1810.85 kN</b>		<b>562.42 kN</b>

### 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 ( $\gamma$  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:

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

$$K = \text{rigidezza totale degli appoggi} = K_i * 2 * 5 = 16.0 \text{ kN/mm}$$

La massa dell'impalcato è pari a:

CARICHI	SLE	Luce calcolo	Massa
Peso proprio struttura ( $G_1$ )	52.50 kN/m	20.20	1060.50 kN
Peso proprio soletta ( $G_1$ )	131.25 kN/m	21.20	2782.50 kN
Carichi permanenti ( $G_2$ )	73.53 kN/m	21.20	1558.73 kN
<b>TOTALE</b>	<b>257.28 kN/m</b>		<b>5401.73 kN</b>

Il periodo proprio dell'impalcato sarà quindi pari a:

$$T = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{M/K} = 1.154 \text{ s}$$

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
$\eta$	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)**

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

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

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

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

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  $\eta$  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
$\eta$	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  $\eta$  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

$$S_e \text{ (SLC)} = 0.14g$$

La forza sismica complessiva è quindi pari a

$$F_{\text{sis}} = M \cdot S_e = 5401.73 \text{ kN} \cdot 0.14 = 864.28 \text{ kN}$$

$$F_{\text{sis}, i} = \text{forza sismica sul singolo appoggio} = 864.28 / (2 \cdot 5) = 86.43 \text{ kN}$$

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

$$\Delta L_{\text{sis}} = F_{\text{sis}, i} / K_i = 86.43 / 1.60 = 54.02 \text{ mm}$$

$$\gamma_{\text{sis}} = \Delta L_{\text{sis}} / T_e = 54.02 / 84 = 0.64 = 64\%$$

## 7 RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Nel documento verrà affrontato il calcolo delle sollecitazioni trasmesse agli elementi di sostegno dell'opera. In particolare nel seguito verranno svolti i calcoli relativi alla spalla B, validi anche per la spalla A.

### 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.

##### Micropali

I micropali sono schematizzati come elementi frame di rigidità 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.

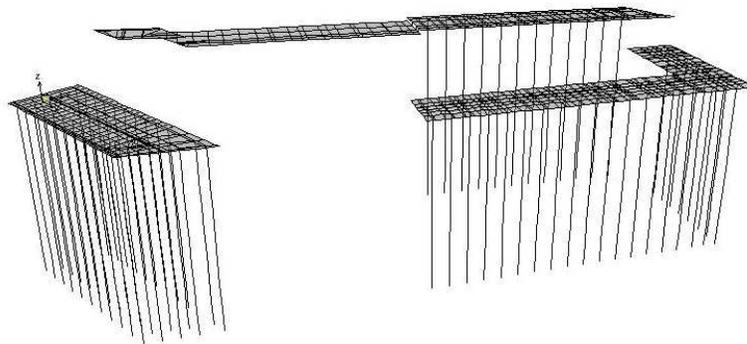
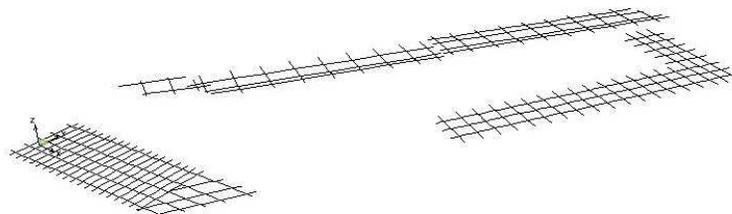


Figura 7.1 Schema micropali

##### Fondazioni esistente e di nuova costruzione

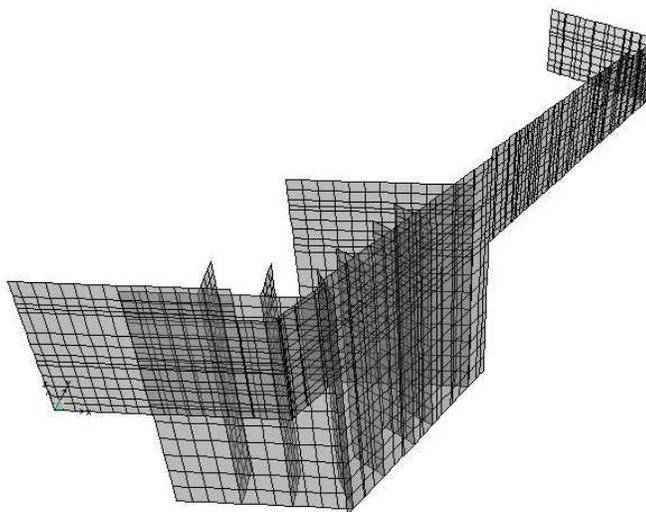
Le fondazioni a platea di cui è costituita la spalla (fondazione esistente del risvolto sinistro e di parte del fusto, nuove fondazioni del risvolto destro e del paraghiaia) sono state schematizzate come reticolo di frame. La dimensione di tali frame è quella pari all'interasse fra gli stessi elementi 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 7.2 Schema fondazioni**

### Elevazione

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



**Figura 7.3 Schema elevazione**

### 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.

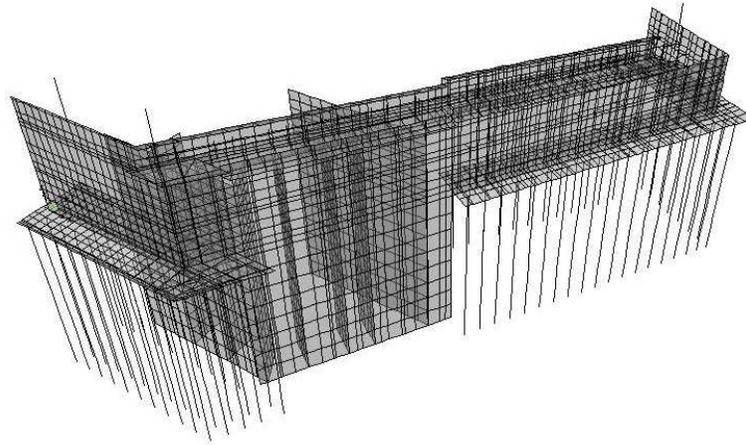
La barriera infine ha permesso l’introduzione dell’azione del vento. Anch’essa è stata schematizzata ad elemento “frame”, con sezione circolare (diametro 10m) e materiale “rigido”. Il peso proprio di tali elementi è stato attribuito come peso proprio direttamente sul traverso e il tipo di materiale e 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	10000	4545.45	0.1	0.000001
PlateaBeam	0	0	33019000	13757916.67	0.2	0.000001
PlateaShell	3750	382.39	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

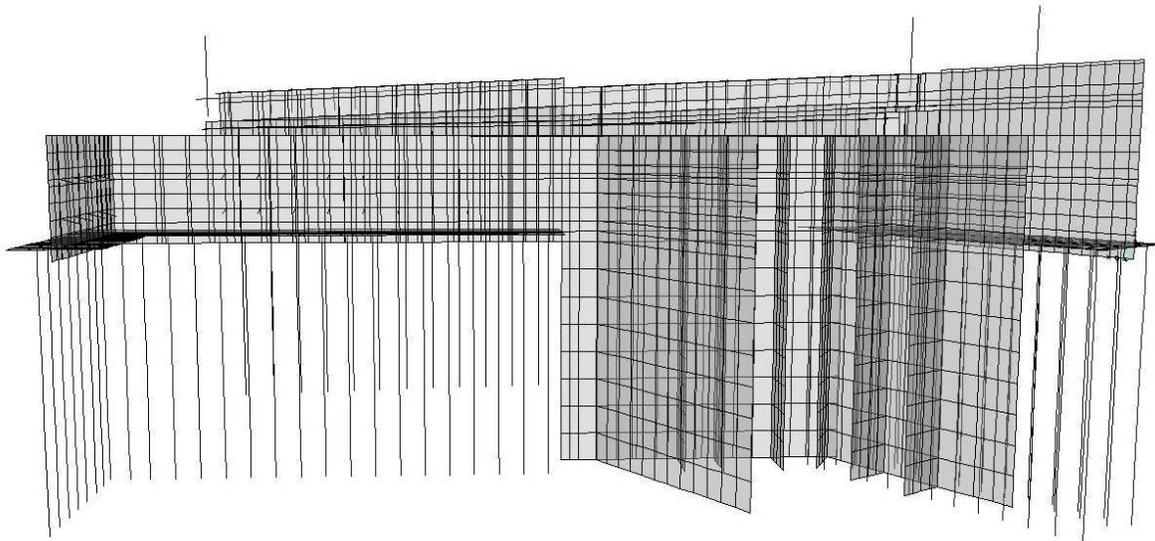
TABLE: Area Section Properties						
Section	Material	MatAngle	AreaType	Type	Thickness	BendThick
Text	Text	Degrees	Text	Text	m	m
Parag.Orizz	C35/45		0 Shell	Shell-Thick	0.3	0.3
Paraghiaia	C35/45		0 Shell	Shell-Thick	0.5	0.5
ParaghiaiaNullo	ElevazionePesoNullo		0 Shell	Shell-Thick	0.5	0.5
Parete80	C35/45		0 Shell	Shell-Thick	0.8	0.8
PareteNulla	ElevazionePesoNullo		0 Shell	Shell-Thick	0.8	0.8
PlaetaBassa	PlateaShell		0 Shell	Shell-Thin	0.01	0.01
PlateaAlta	PlateaShell		0 Shell	Shell-Thin	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	
Palo1000-L20	C20/25	Circle	1	
Palo1000-L25	C20/25	Circle	1	
Palo1000-L30	C20/25	Circle	1	
Rigido	Rigido	Circle	10	
S1.1	PlateaBeam	Rectangular	1.5	1.5
S1.2	PlateaBeam	Rectangular	1.5	1.15
S1.3	PlateaBeam	Rectangular	1.5	1.75
S1.4	PlateaBeam	Rectangular	1.5	1.25
S1.5	PlateaBeam	Rectangular	1.5	1.5
S1.6	PlateaBeam	Rectangular	1.5	2.05
S2.1	PlateaBeam	Rectangular	1.5	1.5
S2.2	PlateaBeam	Rectangular	1.5	1.75
S2.3	PlateaBeam	Rectangular	1.5	3
S2.4	PlateaBeam	Rectangular	1.5	1
S3.1	PlateaBeam	Rectangular	1.5	1.5
S3.2	PlateaBeam	Rectangular	1.5	1.86
S3.3	PlateaBeam	Rectangular	1.5	1.5
S3.4	PlateaBeam	Rectangular	1.5	1.25
SpallaEsistente	Rigido	Circle	10	
T.C1	Rigido	Circle	1	
T.C2	Rigido	Circle	1	
T.Cordolo	Rigido	Circle	1	
Tirante	Tirante	General	0.0113	0.0113
_NULLO	Nulla	General	0.05	0.05

**SCHEMA GENERALE DEL MODELLO**



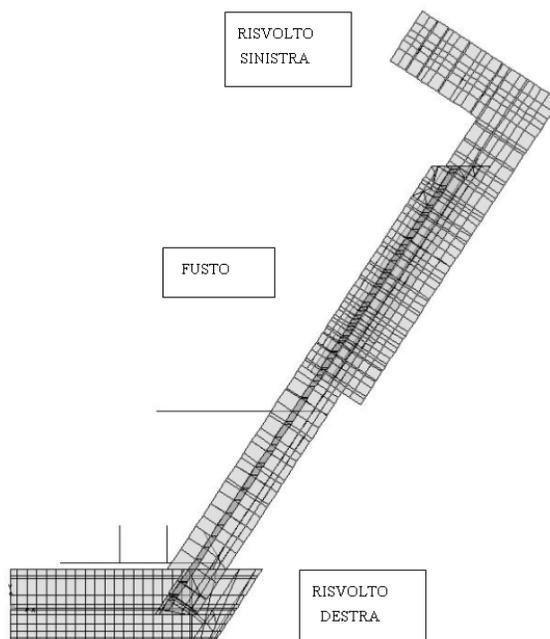
**Figura 7.4 Modello 3D**



**Figura 7.5 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 innescio 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		<b>10</b>
lunghezza travi	(m)	<b>20.20</b>
peso singola trave	(kN/m)	<b>7.93</b>
interasse travi	(m)	<b>3.55</b>
altezza trave	(m)	<b>1.00</b>
interasse giunti	(m)	<b>21.20</b>
Interasse appoggi (campata): L	(m)	<b>19.20</b>
Lunghezza di afferenza carichi permanenti Impalcato	(m)	<b>9.60</b>

**7.3.2 DATI RELATIVI ALLA SOLETTA, ALLA PAVIMENTAZIONE ED ALLE FINITURE**

larghezza soletta (totale da esterno veletta a esterno veletta)	(m)	<b>35.16</b>
spessore soletta	(m)	<b>0.30</b>
larghezza cordolo n.1 sx - esterno -	(m)	<b>1.00</b>
larghezza cordolo n.2 sx - interno -	(m)	<b>0.90</b>
larghezza cordolo n.1 dx - esterno -	(m)	<b>1.00</b>
larghezza cordolo n.2 dx - interno -	(m)	<b>0.90</b>
altezza cordoli	(m)	<b>0.12</b>
peso aggiuntivo (barriere di sicurezza/antirumore, velette, polifore, ..)		
cordolo n.1 sx - esterno	(kN/m)	<b>4.00</b>
cordolo n.2 sx - interno	(kN/m)	<b>2.00</b>
cordolo n.3 dx - esterno	(kN/m)	<b>2.00</b>
cordolo n.4 dx - interno	(kN/m)	<b>4.00</b>
altezza barriere (per calcolo vento)	(m)	<b>3.00</b>

*Coefficienti per trave continua a più campate*

$\zeta$ (str)		<b>1.00</b>
$\zeta$ (perm)		<b>1.00</b>

spessore pavimentazione	(m)	<b>0.07</b>
peso pavimentazione	(kN/m <sup>2</sup> )	<b>3.00</b>

*Coefficienti per trave continua a più campate*

$\zeta$ (perm)		<b>1.00</b>
----------------	--	-------------

**7.3.3 DATI RELATIVI AI CARICHI MOBILI**

numero colonne di carico		<b>10</b>
larghezza colonne di carico	(m)	<b>3.00</b>

Lunghezza colonna $Q_i$ per sovraccarico terrapieno	(m)	<b>2.20</b>
larghezza colonna $q_{IF}$ su cordolo n.1 sx - esterno -	(m)	<b>0.00</b>
larghezza colonna $q_{IF}$ su cordolo n.2 sx - interno -	(m)	<b>0.00</b>
larghezza colonna $q_{IF}$ su cordolo n.1 dx - esterno -	(m)	<b>0.00</b>
larghezza colonna $q_{IF}$ su cordolo n.2 dx - interno -	(m)	<b>0.00</b>

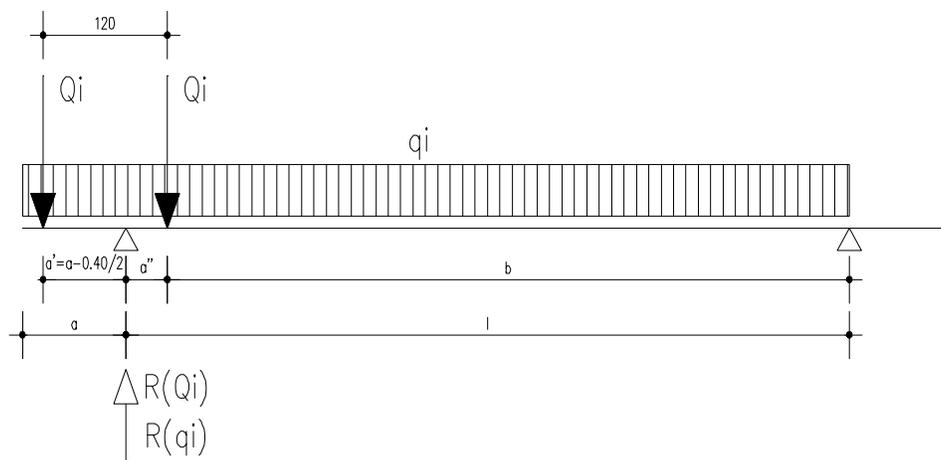
*Dati per reazione appoggio trave semplicemente appoggiata*

$Q_i$ (carico concentrato) - valore unitario	(kN)	<b>100.00</b>
$q_i$ (carico distribuito) - valore unitario	(kN/m <sup>2</sup> )	<b>1.00</b>

Retrotrave: a	(m)	<b>0.50</b>
Interasse appoggi (campata): L	(m)	<b>15.78</b>
Distanza asse 1° ruota-asce appoggio: a'	(m)	<b>0.30</b>

*Coefficienti per trave continua a più campate*

$\zeta$ (Q)	<b>1.00</b>
$\zeta$ (q)	<b>1.00</b>
$\zeta$ (F)	<b>1.00</b>

**7.3.4 DATI RELATIVI ALLE AZIONI SISMICHE***Parametri spettrali (D.M. 14/01/2008 - par. 3.2.3.1)*

Comune	<b>Verona</b>
Latitudine	<b>45.4351</b>
Longitudine	<b>10.9988</b>
Vita nominale dell'opera	<b>100</b>
Coefficiente d'uso	<b>2</b>
Periodo di riferimento	<b>200</b>
Categoria del suolo - A B C D E -	<b>A</b>
Coefficienti di amplificazione topografica - T1 T2 T3 T4 -	<b>T1</b>

Quota baricentro impalcato rispetto intradosso travi	(m)	<b>1.10</b>
--	-----	-------------

*Stato limite ultimo di salvaguardia della vita SLV*

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

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

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)	<b>1596.00</b>
altezza appoggio	(m)	<b>0.20</b>
<i>Tipo di appoggio</i>		<b>N</b>

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)	<b>19.20</b>
Categoria di Ponte (mettere 1 o 2):		<b>1</b>
Squilibrio di frenatura (mettere Si/No):		<b>si</b>

#### *Dati per Attrito sugli appoggi*

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

### 7.3.6 DATI RELATIVI AI BAGGIOLI

numero baggioli		<b>10</b>
altezza baggioli	(m)	<b>0.25</b>
larghezza baggioli	(m)	<b>0.90</b>
profondità baggioli	(m)	<b>0.90</b>
posizione asse baggioli rispetto filo di valle spalla	(m)	<b>1.00</b>

**7.3.7 DATI RELATIVI ALLA SPALLA****Paraghiaia**

altezza paraghiaia	(m)	1.70
spessore paraghiaia	(m)	0.50
distanza asse paraghiaia da filo anteriore fusto	(m)	0.00
lunghezza paraghiaia	(m)	42.80

**Fusto**

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

**Risolto di sx**

altezza risolto sx	(m)	5.00
lunghezza risolto sx	(m)	10.40
spessore risolto sx	(m)	1.00
altezza orecchia sx	(m)	0.00
lunghezza orecchia sx	(m)	0.00
spessore orecchia sx	(m)	0.00

**Risolto di dx**

altezza risolto dx	(m)	8.61
lunghezza risolto dx	(m)	13.90
spessore risolto dx	(m)	0.80
altezza orecchia sx	(m)	0.00
lunghezza orecchia sx	(m)	0.00
spessore orecchia sx	(m)	0.00

azione longitudinale aggiuntiva - tiranti -	(kN)	300.00
quota di app.ne azione long. aggiuntiva da intradosso fondazione	(m)	2.00

**7.3.8 DATI RELATIVI ALLA PLATEA DI FONDAZIONE****Fusto**

lunghezza platea di fondazione	(m)	41.50
larghezza platea di fondazione	(m)	3.80
spessore platea	(m)	1.33
ciabatta posteriore (per terreno imbarcato)	(m)	1.10

**Risolto di sx**

lunghezza platea di fondazione	(m)	12.70
larghezza platea di fondazione	(m)	4.60
spessore platea	(m)	1.05
ciabatta posteriore (per terreno imbarcato)	(m)	1.90

**Risolto di dx**

lunghezza platea di fondazione	(m)	17.50
--------------------------------	-----	-------

larghezza platea di fondazione	(m)	5.60
spessore platea	(m)	1.20
ciabatta posteriore (per terreno imbarcato)	(m)	2.70

### 7.3.9 DATI RELATIVI AL TERRENO

peso specifico terreno	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	19.00
angolo di attrito interno terreno di monte	$\phi$ (°)	35.00
angolo di attrito terreno-muro	$\delta$ (°)	0.00
inclinazione muro rispetto alla verticale $\theta$	$\theta$ (°)	0.00
inclinazione terrapieno rispetto all'orizzontale $\beta$	$\beta$ (°)	0.00

altezza a filo anteriore fondazione del terreno di valle	(m)	0.00
altezza a filo elevazione del terreno di valle	(m)	0.00
altezza a filo elevazione del terreno alle testate	(m)	0.00
altezza a filo posteriore fondazione del terreno alle testate	(m)	0.00
angolo di attrito interno del terreno a valle	(°)	30.00

#### DATI RELATIVI AL SOVRACCARICO

Altezza spalla per diffusione	(m)	1.70
Angolo di diffusione	(°)	30
Carico $Q_i$ (su impronta 3.00x2.20m)	kN	1200.00
Carico $q_i$ (su impronta 3.00x2.20m)	kN	92.40
<b>Carico Totale</b>	kN	1292.40

Larghezza totale colonne+diffusione	(m)	9.98
Lunghezza totale colonne $Q_i$ +diffusione	(m)	3.18

Carico accidentale sul terrapieno ad impalcato carico	(kN/m <sup>2</sup> )	9.00
Carico accidentale sul terrapieno ad impalcato scarico	(kN/m <sup>2</sup> )	40.70

### 7.3.10 DATI RELATIVI ALLA PALIFICATA DI FONDAZIONE

#### Paraghiaia

numero micropali		12
diametro esterno perforazione micropali	(m)	0.24
lunghezza micropali	(m)	13.80

#### Risolto di sx

numero micropali		26
diametro esterno perforazione micropali	(m)	0.24
lunghezza micropali	(m)	13.80

#### Risolto di dx

numero micropali		38
diametro esterno perforazione micropali	(m)	0.24
lunghezza micropali	(m)	13.80

## 7.4 CASI DI CARICO E COMBINAZIONI

### 7.4.1 CARICHI ELEMENTARI

**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











<i>Folla cordoli</i>			$Q_{Fik}$
Folla cordolo n.1 sx - esterno - (5.00*0.5) kN/m <sup>2</sup>	$(q_k * \zeta_F)$	kN/m	<b>0.00</b>
Folla cordolo n.2 sx - interno - (5.00*0.5) kN/m <sup>2</sup>	$(q_k * \zeta_F)$	kN/m	<b>0.00</b>
Folla cordolo n.1 dx - esterno - (5.00*0.5) kN/m <sup>2</sup>	$(q_k * \zeta_F)$	kN/m	<b>0.00</b>
Folla cordolo n.2 dx - interno - (5.00*0.5) kN/m <sup>2</sup>	$(q_k * \zeta_F)$	kN/m	<b>0.00</b>

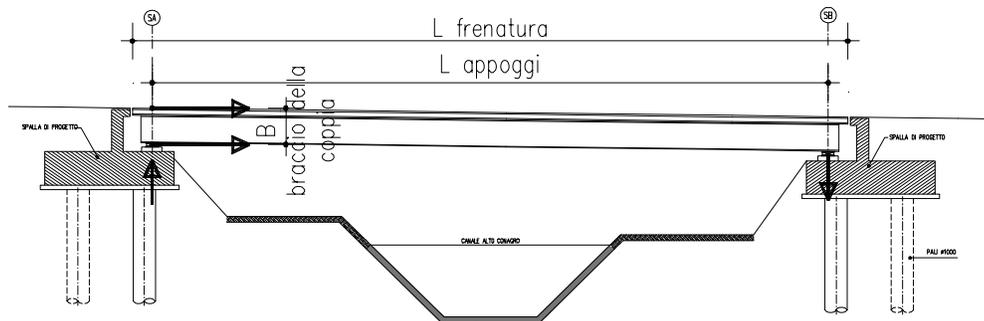
**7.5.1.3 Azione di frenamento**

**AZIONE DI FRENAMENTO**

		<i>Tipo di appoggio</i>		
Lunghezza della zona caricata L	m	<b>15.78</b>	<b>Appoggio Fisso solo su questa Spalla</b>	forza applicata a quota appoggio ed in corrisp. ruote corsia n.1 (+X) <b>201.30</b>
Categoria di Ponte (mettere 1 o 2):		<b>1</b>		
Frenatura totale (cap.5.1.3.5 DM2008)	kN	<b>402.61</b>		<b>18.75</b>
Squilibrio di frenatura (mettere Si/No):		<b>si</b>		Squilibrio applicato a quota appoggio ed in corrisp. ruote corsia n.1 (+Z)

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

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



**7.5.1.4 Azione centrifuga**

**AZIONE CENTRIFUGA**

raggio di curvatura (q4) m **1405.00**

*Reazioni dovute ad ogni singola colonna*

		$Q_{ik}$		$Q_{Vik}$
1° Colonna $Q_{1k}$ (4*150.00 kN)	kN	<b>294.30</b>	$Q_{v,1k}$	kN <b>8.38</b>
2° Colonna $Q_{2k}$ (4*100.00 kN)	kN	<b>196.20</b>	$Q_{v,2k}$	kN <b>5.59</b>
3° Colonna $Q_{3k}$ (4*50.00 kN)	kN	<b>98.10</b>	$Q_{v,3k}$	kN <b>2.79</b>

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/m<sup>2</sup>.

#### AZIONE DEL VENTO (D.M. 14/01/2008) (q5)

Pressione Vento	kN/m <sup>2</sup>	<b>2.50</b>	
Lung. di afferenza vento Impalcato	m	<b>8.39</b>	
Azione vento afferente alla spalla	kN/m	<b>20.98</b>	$F_{v,scarico}$ (kN/m)
			<b>20.98</b>

#### 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 rigidezza orizzontale.

Azioni orizzontali trasmesse alla spalla in condizione sismica:

<b>AZIONE SISMICA</b>	(q6)							
	kh		<b>0.260</b>	<i>Tipo di appoggio</i>				<b>sul traverso di testata</b>
	kv		<b>0.000</b>	<b>Appoggio Neoprene</b>				
				<b>N</b>				
<i>Sisma totale in senso longitudinale</i>	F <sub>sl</sub>	kN	<b>2104.12</b>	Quota di sisma Long. afferente alla spalla	(+X)		F <sub>sl</sub> (kN/m)	<b>59.84</b>
agente a quota appoggi con braccio:	h <sub>Fsl</sub>	m	<b>1.20</b>					
Squilibrio sisma longitudinale			<b>si</b>		Squilibrio (+Z)			<b>4.55</b>
				<b>0.5</b>				
<i>Sisma totale in senso trasversale</i>	F <sub>st</sub>	kN	<b>1052.06</b>	Quota di sisma Trasv. afferente alla spalla	(+Y)		F <sub>st</sub> (kN/m)	<b>29.92</b>
agente sopra quota appoggi:	h <sub>Fst</sub>	m	<b>1.20</b>	Calcola Coefficiente afferenza e scrivi				
				<b>0.5</b>				
<i>Sisma totale verticale</i>	F <sub>sv</sub>	kN	<b>0.00</b>		(+Z)		F <sub>sv</sub> (kN/m)	<b>0.00</b>

### 7.5.1.7 Azione di attrito

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

<b>AZIONE DI ATTRITO</b>	(q7)						
Attrito (Struttura Impalcato)	<i>Tipo di appoggio</i>			<b>Appoggio Fisso solo su questa Spalla</b>	(q7.1)	kN	
					(+X)	<b>18.79</b>	
				<b>1</b>			
Attrito (Permanenti portati Impalcato)					(q7.2)	kN	
					(+X)	<b>6.59</b>	

## 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 calcestrutto 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****Spinta del terreno a monte**

peso di volume	$\gamma$	kN/m <sup>3</sup>	<b>19.00</b>
angolo di attrito A1+M1	$\phi_{A1+M1}$	°	<b>35.00</b>
angolo di attrito A2+M2	$\phi_{A2+M2}$	°	<b>29.26</b>

**COMBINAZIONE A1-M1**

Coefficiente di spinta a riposo	$k_r = 1 - \tan \phi =$	<b>0.426</b>
---------------------------------	-------------------------	--------------

**SPALLA**

altezza totale della spalla+ 1/2 fondazione	$H_{tot} =$	m	<b>3.61</b>
pressione massima alla base	$p_1 =$	kN/m <sup>2</sup>	<b>29.25</b>
spinta massima	$S_1 =$	kN/m	<b>-52.79</b>
agente alla quota da intradosso fondazione	$h_1 =$	m	<b>1.203</b>

**RISVOLTO SX**

altezza totale della spalla+ 1/2 fondazione	$H_{tot} =$	m	<b>5.67</b>
pressione massima alla base	$p_1 =$	kN/m <sup>2</sup>	<b>45.90</b>
spinta massima	$S_1 =$	kN/m	<b>-130.01</b>
agente alla quota da intradosso fondazione	$h_1 =$	m	<b>1.888</b>

**RISVOLTO DX**

altezza totale della spalla+ 1/2 fondazione	$H_{tot} =$	m	<b>9.81</b>
pressione massima alla base	$p_1 =$	kN/m <sup>2</sup>	<b>79.48</b>
spinta massima	$S_1 =$	kN/m	<b>-389.85</b>
agente alla quota da intradosso fondazione	$h_1 =$	m	<b>3.270</b>

**COMBINAZIONE A2-M2**

Coefficiente di spinta a riposo	$k_r = 1 - \tan \phi =$	<b>0.511</b>
---------------------------------	-------------------------	--------------

**SPALLA**

altezza totale della spalla+ 1/2 fondazione	$H_{tot} =$	m	<b>3.61</b>
pressione massima alla base	$p_2 =$	kN/m	<b>35.07</b>
spinta massima	$S_2 =$	kN	<b>-63.30</b>
agente alla quota da intradosso fondazione	$h_2 =$	m	<b>1.203</b>

**RISVOLTO SX**

altezza totale della spalla+ 1/2 fondazione	$H_{tot} =$	m	<b>5.67</b>
pressione massima alla base	$p_1 =$	kN/m <sup>2</sup>	<b>55.03</b>
spinta massima	$S_1 =$	kN/m	<b>-155.88</b>
agente alla quota da intradosso fondazione	$h_1 =$	m	<b>1.888</b>

**RISVOLTO DX**

altezza totale della spalla+ 1/2 fondazione	$H_{tot} =$	m	<b>9.81</b>
pressione massima alla base	$p_1 =$	kN/m <sup>2</sup>	<b>95.30</b>
spinta massima	$S_1 =$	kN/m	<b>-467.44</b>
agente alla quota da intradosso fondazione	$h_1 =$	m	<b>3.270</b>

#### 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 <sup>2</sup>	<b>9.00</b>
sovraccarico concomitante con impalcato scarico	kN/m <sup>2</sup>	<b>40.70</b>

#### COMBINAZIONE A1-M1

pressione concomitante con impalcato carico	$p_{2a} =$ kN/m <sup>2</sup>	<b>3.84</b>
pressione concomitante con impalcato scarico	$p_{2b} =$ kN/m <sup>2</sup>	<b>17.35</b>
Spinta concomitante con impalcato carico	$S_{2a} =$ kN	<b>-487.12</b>
Spinta concomitante con impalcato scarico	$S_{2b} =$ kN	<b>-2202.76</b>
agente alla quota da intradosso fondazione	$h_1 =$ m	<b>1.81</b>

#### COMBINAZIONE A2-M2

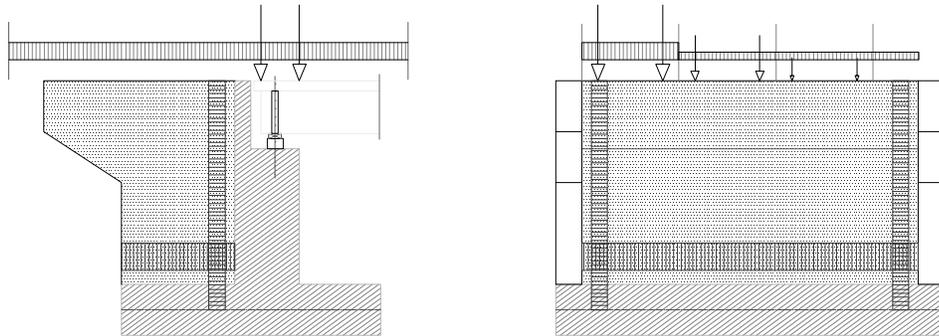
pressione concomitante con impalcato carico	$p_{2a} =$ kN/m <sup>2</sup>	<b>4.60</b>
pressione concomitante con impalcato scarico	$p_{2b} =$ kN/m <sup>2</sup>	<b>20.81</b>
Spinta concomitante con impalcato carico	$S_{2a} =$ kN	<b>-584.07</b>
Spinta concomitante con impalcato scarico	$S_{2b} =$ kN	<b>-2641.13</b>
agente alla quota da intradosso fondazione	$h_1 =$ m	<b>1.81</b>

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

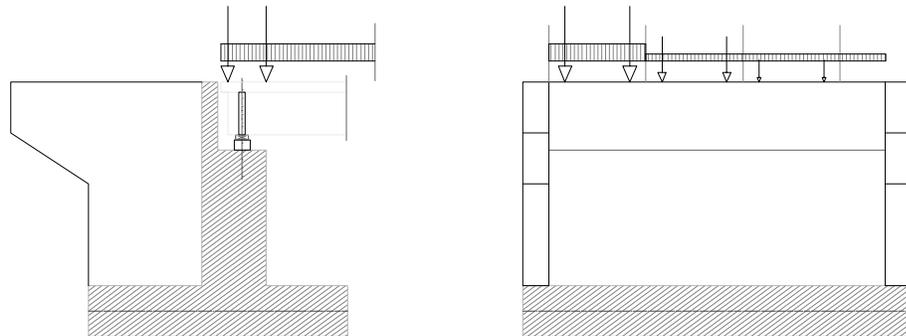
Si considerate le seguenti 4 combinazioni relative il sovraccarico (vedasi anche schema grafico):

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

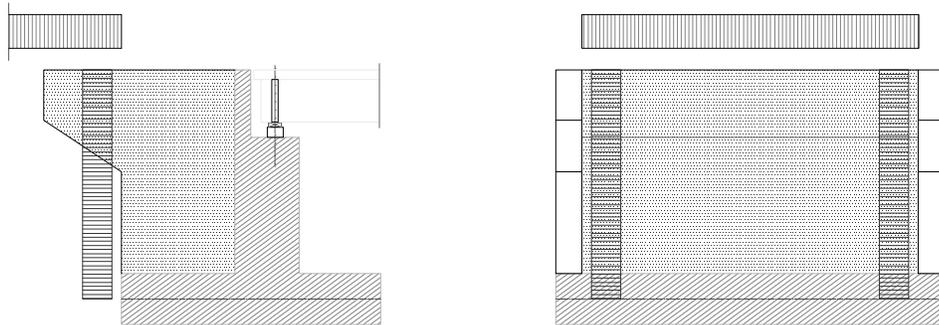
a) Carichi rilevato ed impalcato contemporaneamente (strutt.+pavim.)



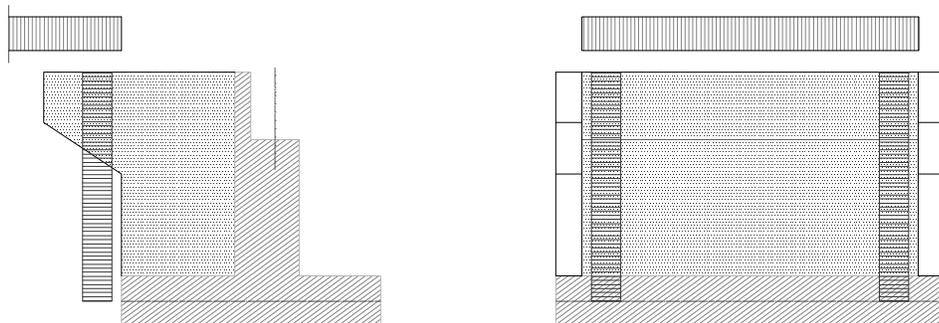
b) Carichi solo impalcato



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*SPALLA*

altezza totale della spalla	$H_{tot} =$	m	<b>1.70</b>
pressione sulla fondazione - Terra	$p_t =$	kN/m <sup>2</sup>	<b>32.30</b>
pressione sulla fondazione - Sovraccarico (a)	$p_Q =$	kN/m <sup>2</sup>	<b>9.00</b>
<i>RISVOLTO SX</i>			
altezza totale della spalla	$H_{tot} =$	m	<b>5.00</b>
pressione sulla fondazione - Terra	$p_t =$	kN/m <sup>2</sup>	<b>95.00</b>
pressione sulla fondazione - Sovraccarico (a)	$p_Q =$	kN/m <sup>2</sup>	<b>9.00</b>
<i>RISVOLTO DX</i>			
altezza totale della spalla	$H_{tot} =$	m	<b>8.61</b>
pressione sulla fondazione - Terra	$p_t =$	kN/m <sup>2</sup>	<b>163.59</b>
pressione sulla fondazione - Sovraccarico (a)	$p_Q =$	kN/m <sup>2</sup>	<b>9.00</b>

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=	11.69
Pressione del vento (kN/m <sup>2</sup> )	$p_v =$	250
Azione del vento sulla spalla (kN/m)	$q_v =$	29.23

**7.5.2.4 Azione sismica****7.5.2.5 Azioni inerziali**

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

Paraghiaia  
Fusto  
Muri di risvolto  
Orecchie  
Fondazione

coefficiente sismico orizzontale =  $a_{\max}/g * \beta_m =$

$k_h =$  **0.260**

coefficiente sismico verticale =  $0.5 k_v =$

$k_{v+-} =$  "+-" **0.000**

**Inerzia terreno imbarcato***SPALLA*

Pressione applicata sul fusto

$S_{iT} = \gamma * B_{\text{post}} * k_h =$  kN/m<sup>2</sup> **5.43**

Momento in asse platea

$M_{iT_i} =$  kNm/m **14.00**

*RISVOLTO SX*

Pressione applicata sul risvolto

$S_{iT} = \gamma * B_{\text{post}} * k_h =$  kN/m<sup>2</sup> **9.39**

Momento in asse platea

$M_{iT_i} =$  kNm/m **141.96**

*RISVOLTO DX*

Pressione applicata sul risvolto

$S_{iT} = \gamma * B_{\text{post}} * k_h =$  kN/m<sup>2</sup> **13.34**

Momento in asse platea

$M_{iT_i} =$  kNm/m **563.29**

**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**

7.5.2.5.1 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:

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

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<sub>tot</sub>" altezza del paramento su cui agisce la spinta delle terre.

La spinta delle terre vale:

**Spinta Terreno Sismico****SPALLA**

altezza totale della spalla+ 1/2 fondazione

$$H_{tot} = \text{m} \quad \mathbf{3.61}$$

(M1) pressione sismica massima alla base

$$p_{1s} (M1) = \text{kN/m}^2 \quad \mathbf{18.59}$$

(M1) spinta totale

$$S_{1s} (M1) = \text{kN/m} \quad \mathbf{33.55}$$

(M2) pressione sismica massima alla base

$$p_{1s} (M2) = \text{kN/m}^2 \quad \mathbf{23.56}$$

(M2) spinta totale

$$S_{1s} (M2) = \text{kN/m} \quad \mathbf{42.52}$$

agente alla quota da intradosso fondazione

$$h_{1s} = \text{m} \quad \mathbf{1.203}$$

**RISVOLTO SX**

altezza totale della spalla+ 1/2 fondazione

$$H_{tot} = \text{m} \quad \mathbf{5.53}$$

(M1) pressione sismica massima alla base

$$p_{1s} (M1) = \text{kN/m}^2 \quad \mathbf{28.45}$$

(M1) spinta totale

$$S_{1s} (M1) = \text{kN/m} \quad \mathbf{78.59}$$

(M2) pressione sismica massima alla base

$$p_{1s} (M2) = \text{kN/m}^2 \quad \mathbf{36.05}$$

(M2) spinta totale

$$S_{1s} (M2) = \text{kN/m} \quad \mathbf{99.60}$$

agente alla quota da intradosso fondazione

$$h_{1s} = \text{m} \quad \mathbf{1.842}$$

**RISVOLTO DX**

altezza totale della spalla+ 1/2 fondazione

$$H_{tot} = \text{m} \quad \mathbf{9.81}$$

(M1) pressione sismica massima alla base

$$p_{1s} (M1) = \text{kN/m}^2 \quad \mathbf{50.51}$$

(M1) spinta totale

$$S_{1s} (M1) = \text{kN/m} \quad \mathbf{247.75}$$

(M2) pressione sismica massima alla base

$$p_{1s} (M2) = \text{kN/m}^2 \quad \mathbf{64.01}$$

(M2) spinta totale

$$S_{1s} (M2) = \text{kN/m} \quad \mathbf{313.99}$$

agente alla quota da intradosso fondazione

$$h_{1s} = \text{m} \quad \mathbf{3.270}$$

L'incremento sismico delle spinte dovute al terreno risulta:

**1) SPALLA**

*Approccio 1 - combinazione M1*

altezza muro+ 1/2 fondazione

$$pd \quad \text{kN/m}^2 \quad \mathbf{30.386}$$

$$Ed = \text{kN/m} \quad \mathbf{54.846}$$

$$H = \text{m} \quad \mathbf{3.61}$$

incremento di spinta sismico

$$Dpd = pd - p_{1s} = \text{kN/m}^2 \quad \mathbf{11.798}$$

*Approccio 1 - combinazione M2*

$$pd \quad \text{kN/m}^2 \quad \mathbf{37.170}$$

	Ed =	kN/m	<b>67.093</b>
altezza muro+ 1/2 fondazione	H =	m	<b>3.61</b>
incremento di spinta sismico	Dpd = pd - p1s =	kN/m <sup>2</sup>	<b>13.614</b>

**2) RISVOLTO SX***Approccio 1 - combinazione M1*

	pd	kN/m <sup>2</sup>	<b>47.683</b>
	Ed =	kN/m	<b>135.061</b>
altezza risvolto sx+ 1/2 fondazione	H =	m	<b>5.67</b>
incremento di spinta sismico	Dpd = pd - p1s =	kN/m <sup>2</sup>	<b>19.235</b>

*Approccio 1 - combinazione M2*

	pd	kN/m <sup>2</sup>	<b>58.330</b>
	Ed =	kN/m	<b>165.219</b>
altezza risvolto sx+ 1/2 fondazione	H =	m	<b>5.67</b>
incremento di spinta sismico	Dpd = pd - p1s =	kN/m <sup>2</sup>	<b>22.277</b>

**3) RISVOLTO DX***Approccio 1 - combinazione M1*

	pd	kN/m <sup>2</sup>	<b>82.571</b>
	Ed =	kN/m	<b>405.011</b>
altezza risvolto sx+ 1/2 fondazione	H =	m	<b>9.81</b>
incremento di spinta sismico	Dpd = pd - p1s =	kN/m <sup>2</sup>	<b>32.061</b>

*Approccio 1 - combinazione M2*

	pd	kN/m <sup>2</sup>	<b>101.009</b>
	Ed =	kN/m	<b>495.447</b>
altezza risvolto sx+ 1/2 fondazione	H =	m	<b>9.81</b>
incremento di spinta sismico	Dpd = pd - p1s =	kN/m <sup>2</sup>	<b>36.995</b>

## 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.

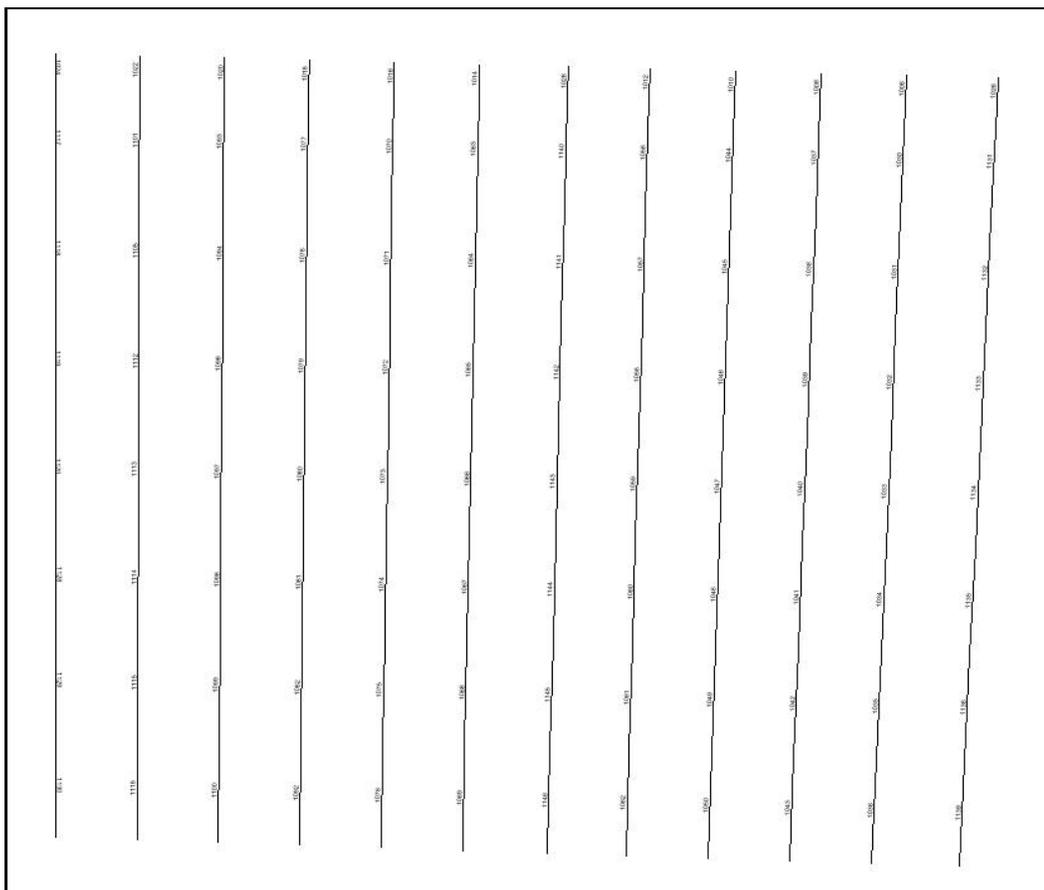


Figura 7.6 Micropali di fondazione paragonati

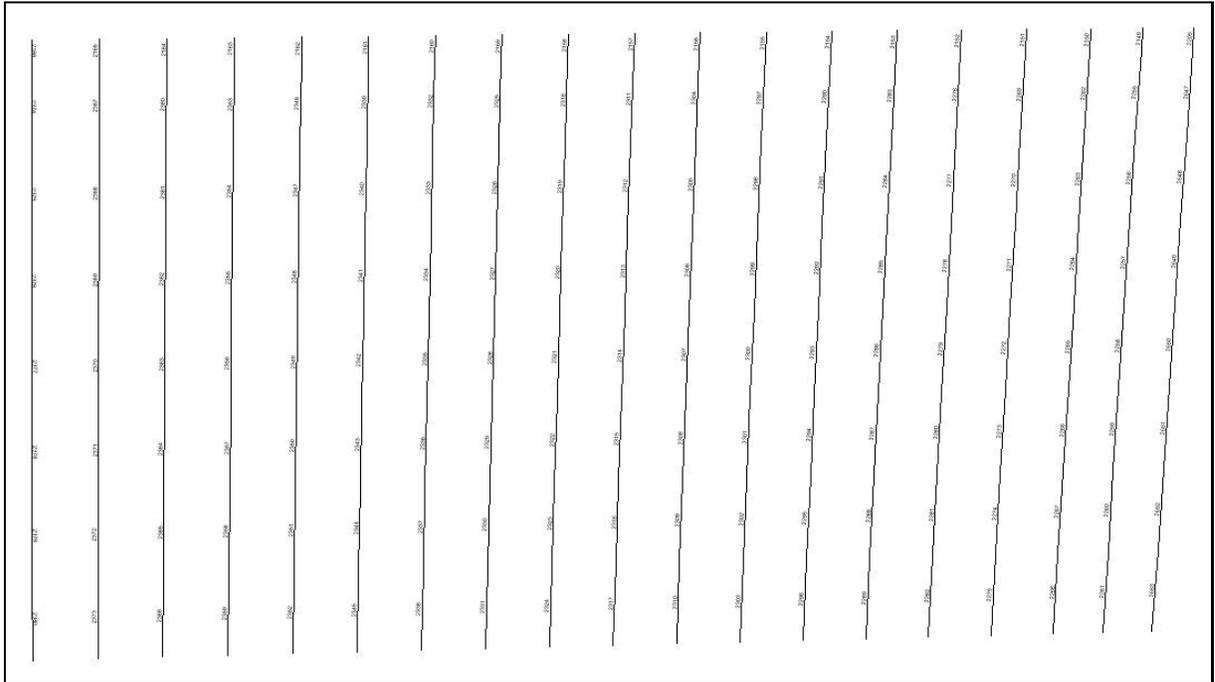


Figura 7.7 Micropali del Fusto.

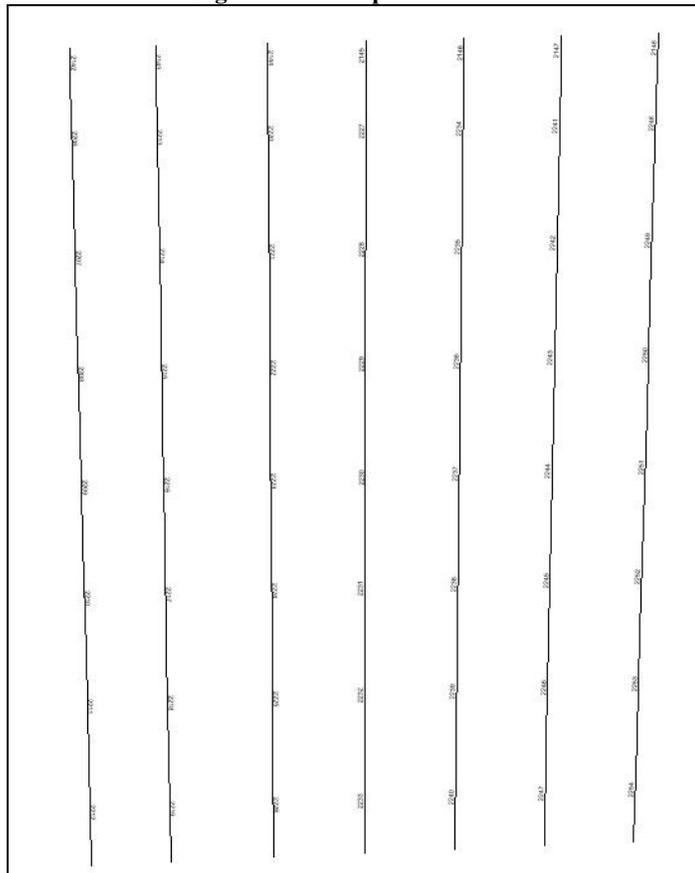


Figura 7.8 Micropali del Risvolto sinistro.

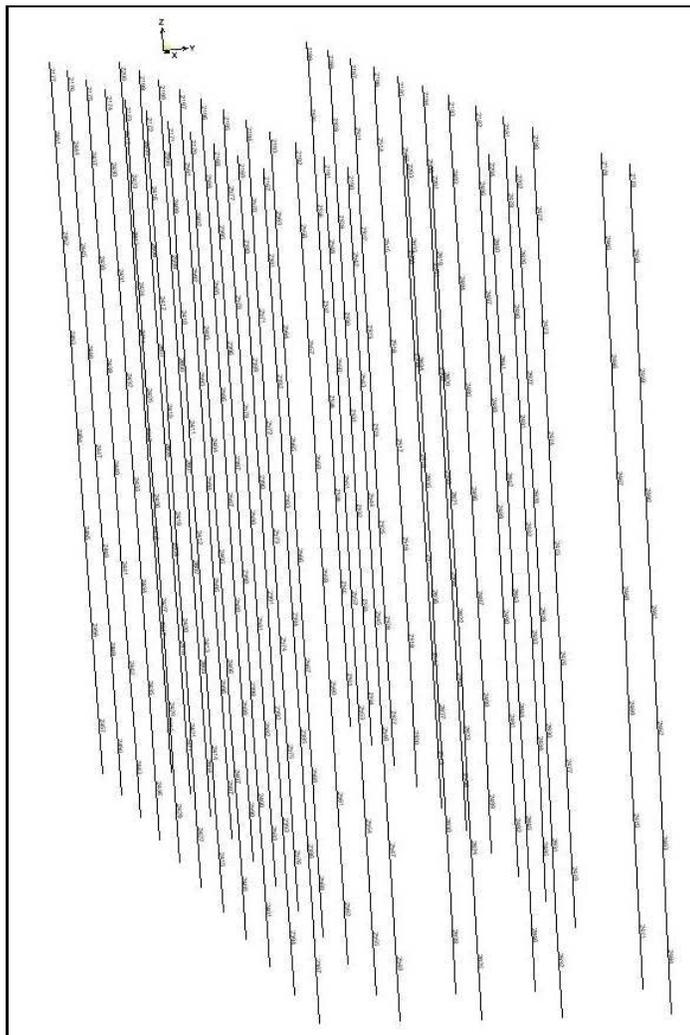


Figura 7.9 Micropali del Risvolto destro.

## 7.6.1.1 Stati limite ultimi Struttura: A1+M1

## Fondazione paragliaia

N	M	descrizione	elemento
-144.65	15.05	<b>M2max</b>	1131
-140.83	61.78	<b>M2min</b>	1026
-144.60	15.06	<b>M3max</b>	1131
-140.78	61.84	<b>M3min</b>	1026
-34.15	19.80	<b>Pmin Comp.</b>	1024
-236.80	0.00	<b>Pmax Comp.</b>	1139
-144.60	15.06	<b>smax</b>	1131
-140.78	61.84	<b>smin</b>	1026

Massimo sforzo di taglio ottenuto per quadratura:

<b>V2</b>	-53.01	-52.93
<b>V3</b>	-88.18	-88.05
elemento	1026	1026
<b>quadratura V2+V3</b>	<b>102.85</b>	<b>102.75</b>

**Fondazione fusto nuovo**

N	M	descrizione	elemento
-259.94	22.67	<b>M2max</b>	2168
-263.75	5.18	<b>M2min</b>	2388
-260.23	22.80	<b>M3max</b>	2168
-264.04	5.21	<b>M3min</b>	2388
-82.02	4.20	<b>Pmin Comp.</b>	2179
-282.21	0.00	<b>Pmax Comp.</b>	2394
-257.73	22.71	<b>smax</b>	2168
-264.04	5.21	<b>smin</b>	2388

Massimo sforzo di taglio ottenuto per quadratura:

<b>V2</b>	32.71	32.46
<b>V3</b>	13.43	13.54
elemento	2168	2168
<b>quadratura V2+V3</b>	<b>35.36</b>	<b>35.17</b>

**Fondazione fusto esistente**

N	M	descrizione	elemento
-223.86	67.47	<b>M2max</b>	2149
-227.70	16.11	<b>M2min</b>	2255
-223.96	67.51	<b>M3max</b>	2149
-227.80	16.12	<b>M3min</b>	2255
-69.45	10.50	<b>Pmin Comp.</b>	2166
-259.12	0.00	<b>Pmax Comp.</b>	2261
-223.96	67.51	<b>smax</b>	2149
-227.80	16.12	<b>smin</b>	2255

Massimo sforzo di taglio ottenuto per quadratura:

<b>V2</b>	86.14	86.04
<b>V3</b>	69.45	69.48
elemento	2149	2149
<b>quadratura V2+V3</b>	<b>110.65</b>	<b>110.59</b>

**Risvolto sinistro**

N	M	descrizione	elemento
-205.69	69.65	<b>M2max</b>	2142
-209.53	16.56	<b>M2min</b>	2206
-126.89	71.12	<b>M3max</b>	2148
-130.73	16.80	<b>M3min</b>	2248
-76.22	40.06	<b>Pmin Comp.</b>	2148
-239.29	0.00	<b>Pmax Comp.</b>	2212
-170.82	70.56	<b>smax</b>	2144
-209.60	16.57	<b>smin</b>	2206

Massimo sforzo di taglio ottenuto per quadratura:

<b>V2</b>	101.07	90.28
<b>V3</b>	55.43	69.03
elemento	2148	2142
<b>quadratura V2+V3</b>	<b>115.27</b>	<b>113.64</b>

**Risvolto destro**

N	M	descrizione	elemento
-702.60	40.72	<b>M2max</b>	2177
-706.42	9.61	<b>M2min</b>	2451
-358.02	25.61	<b>M3max</b>	2170
-361.84	5.91	<b>M3min</b>	2402
-164.79	9.98	<b>Pmin Comp.</b>	2192
-750.28	0.00	<b>Pmax Comp.</b>	2541
-703.20	40.72	<b>smax</b>	2177
-707.02	9.61	<b>smin</b>	2451

Massimo sforzo di taglio ottenuto per quadratura:

V2	32.98	32.74
V3	22.89	56.48
elemento	2170	2177
quadratura V2+V3	<b>40.15</b>	<b>65.28</b>

Fondazione risolto destro – massimo N per la verifica a punzonamento

N	M	descrizione	elemento
-750.28	0.00	<b>Pmax Comp.</b>	2541

#### 7.6.1.2 Stati limite ultimi Geotecnica: A2+M1

##### Fondazione paraghiaia

N	M	descrizione	elemento
-92.09	16.57	<b>M2max</b>	1131
-89.26	67.98	<b>M2min</b>	1026
-92.09	16.57	<b>M3max</b>	1131
-89.26	67.98	<b>M3min</b>	1026
-28.42	25.84	<b>Pmin Comp.</b>	1024
-173.53	0.00	<b>Pmax Comp.</b>	1139
-80.64	16.29	<b>smax</b>	1131
-89.26	67.98	<b>smin</b>	1026

##### Fondazione fusto nuovo

N	M	descrizione	elemento
-218.76	22.00	<b>M2max</b>	2168
-116.59	7.42	<b>M2min</b>	2178
-217.17	22.05	<b>M3max</b>	2168
-220.00	5.11	<b>M3min</b>	2388
-87.57	5.11	<b>Pmin Comp.</b>	2179
-235.05	0.00	<b>Pmax Comp.</b>	2394
-217.17	22.05	<b>smax</b>	2168
-221.59	5.11	<b>smin</b>	2388

##### Fondazione fusto esistente

N	M	descrizione	elemento
-174.55	78.06	<b>M2max</b>	2149
-177.40	18.58	<b>M2min</b>	2255
-174.55	78.06	<b>M3max</b>	2149
-177.40	18.58	<b>M3min</b>	2255
-78.18	14.52	<b>Pmin Comp.</b>	2166

-200.74	0.00	<b>Pmax Comp.</b>	2261
-174.55	78.06	<b>smax</b>	2149
-177.40	18.58	<b>smin</b>	2255

**Risolto sinistro**

<b>N</b>	<b>M</b>	descrizione	elemento
-158.23	81.11	<b>M2max</b>	2142
-161.08	19.24	<b>M2min</b>	2206
-94.75	83.76	<b>M3max</b>	2148
-97.59	19.79	<b>M3min</b>	2248
-72.93	62.04	<b>Pmin Comp.</b>	2148
-183.11	0.00	<b>Pmax Comp.</b>	2212
-141.91	81.77	<b>smax</b>	2143
-161.08	19.24	<b>smin</b>	2206

**Risolto destro**

<b>N</b>	<b>M</b>	descrizione	elemento
-537.56	42.30	<b>M2max</b>	2177
-423.59	36.22	<b>M2min</b>	853
-287.90	25.13	<b>M3max</b>	2170
-203.15	19.01	<b>M3min</b>	869
-119.85	9.89	<b>Pmin Comp.</b>	2180
-559.00	0.00	<b>Pmax Comp.</b>	2457
-537.56	42.30	<b>smax</b>	2177
-423.59	36.22	<b>smin</b>	853

**7.6.1.3 Condizione sismica Struttura: A1+M1****Fondazione paragliaia**

<b>N</b>	<b>M</b>	descrizione	elemento
-119.56	66.94	<b>M2max</b>	1026
-18.85	84.10	<b>M2min</b>	1026
-119.56	66.94	<b>M3max</b>	1026
-18.85	84.10	<b>M3min</b>	1026
-0.04	28.97	<b>Pmin Comp.</b>	1024
-137.28	0.00	<b>Pmax Comp.</b>	1036
-119.56	66.94	<b>smax</b>	1026
-18.85	84.10	<b>smin</b>	1026

<b>N</b>	<b>M</b>	descrizione	elemento
-17.02	13.25	<b>M2max</b>	2168
-14.98	4.58	<b>M2min</b>	2178
-73.68	10.45	<b>M3max</b>	2168
45.37	9.06	<b>M3min</b>	2168
55.69	10.27	<b>Pmax Traz.</b>	2167
-89.96	0.00	<b>Pmax Comp.</b>	2394
-17.02	13.25	<b>smax</b>	2168
-56.73	2.56	<b>smin</b>	2633

Massimo sforzo di taglio ottenuto per quadratura:

V2	-123.44	-123.44
V3	-66.03	-66.03
elemento	1026	1026
quadratura V2+V3	<b>139.99</b>	<b>139.99</b>

Fondazione fusto nuovo

N	M	descrizione	elemento
-17.02	13.25	<b>M2max</b>	2168
-14.98	4.58	<b>M2min</b>	2178
-73.68	10.45	<b>M3max</b>	2168
45.37	9.06	<b>M3min</b>	2168
55.69	10.27	<b>Pmax Traz.</b>	2167
-89.96	0.00	<b>Pmax Comp.</b>	2394
-17.02	13.25	<b>smax</b>	2168
-56.73	2.56	<b>smin</b>	2633

Massimo sforzo di taglio ottenuto per quadratura:

V2	16.41	12.63
V3	2.40	15.58
elemento	2168	2168
quadratura V2+V3	<b>16.58</b>	<b>20.06</b>

Fondazione fusto nuovo – massimo N per la verifica a punzonamento

N	M	descrizione	elemento
-89.96	0	Pmax Comp.	2394

Fondazione fusto esistente

N	M	descrizione	elemento
-95.86	88.04	<b>M2max</b>	2150
-32.73	82.70	<b>M2min</b>	2149
-95.42	88.08	<b>M3max</b>	2149
-32.73	82.70	<b>M3min</b>	2149
18.26	10.36	<b>Pmax Traz.</b>	2166
-118.72	0.00	<b>Pmax Comp.</b>	2296
-95.42	88.08	<b>smax</b>	2149
-32.73	82.70	<b>smin</b>	2149

Massimo sforzo di taglio ottenuto per quadratura:

V2	118.50	118.33
V3	81.21	81.45
elemento	2149	2150
quadratura V2+V3	<b>143.65</b>	<b>143.65</b>

Fondazione fusto nuovo – massimo N per la verifica a punzonamento

N	M	descrizione	elemento
-118.72	0	Pmax Comp.	2296

**Risvolto sinistro**

N	M	descrizione	elemento
33.99	87.84	<b>M2max</b>	2148
-40.11	86.39	<b>M2min</b>	2142
-51.10	88.04	<b>M3max</b>	2143
-25.04	88.97	<b>M3min</b>	2148
38.44	50.34	<b>Pmax Traz.</b>	2148
-92.94	0.00	<b>Pmax Comp.</b>	2254
33.99	87.84	<b>smax</b>	2148
-40.11	86.39	<b>smin</b>	2142

Massimo sforzo di taglio ottenuto per quadratura:

V2	-144.24	110.81
V3	-9.94	90.09
elemento	2148	2148
<b>quadratura V2+V3</b>	<b>144.59</b>	<b>142.81</b>

Fondazione risvolto sinistro – massimo N per la verifica a punzonamento

N	M	descrizione	elemento
-92.94	0.00	<b>Pmax Comp.</b>	2254

**Risvolto destro**

N	M	descrizione	elemento
-104.98	21.45	<b>M2max</b>	2200
-187.78	20.71	<b>M2min</b>	853
-92.52	11.35	<b>M3max</b>	2170
-98.74	12.46	<b>M3min</b>	869
36.04	7.84	<b>Pmax Traz.</b>	2169
-416.62	0.00	<b>Pmax Comp.</b>	2541
-71.44	21.66	<b>smax</b>	2177
-189.99	20.70	<b>smin</b>	853

Massimo sforzo di taglio ottenuto per quadratura:

V2	16.44	12.57
V3	7.77	30.69
elemento	2170	2177
<b>quadratura V2+V3</b>	<b>106.17</b>	<b>168.86</b>

Fondazione risvolto destro – massimo N per la verifica a punzonamento

N	M	descrizione	elemento
-416.62	0.00	<b>Pmax Comp.</b>	2541

**7.6.1.4 Condizione sismica Geotecnica: A2+M1****Fondazione paragliaia**

N	M	descrizione	elemento
-114.84	50.64	<b>M2max</b>	1026
-14.13	100.42	<b>M2min</b>	1026
-114.84	50.64	<b>M3max</b>	1026
-14.13	100.42	<b>M3min</b>	1026

4.15	34.11	<b>Pmax Traz.</b>	1024
-132.60	0.00	<b>Pmax Comp.</b>	1036
-96.42	50.10	<b>smax</b>	1026
-14.13	100.42	<b>smin</b>	1026

**Fondazione fusto nuovo**

<b>N</b>	<b>M</b>	descrizione	elemento
-27.40	15.48	<b>M2max</b>	2168
-20.07	5.21	<b>M2min</b>	2178
-84.06	12.93	<b>M3max</b>	2168
-86.88	3.05	<b>M3min</b>	2388
45.00	10.03	<b>Pmax Traz.</b>	2167
-100.34	0.00	<b>Pmax Comp.</b>	2394
-27.40	15.48	<b>smax</b>	2168
-30.22	3.60	<b>smin</b>	2388

**Fondazione fusto esistente**

<b>N</b>	<b>M</b>	descrizione	elemento
-100.22	107.58	<b>M2max</b>	2149
-37.53	63.20	<b>M2min</b>	2149
-100.22	107.58	<b>M3max</b>	2149
-37.53	63.20	<b>M3min</b>	2149
10.89	6.95	<b>Pmax Traz.</b>	2166
-122.21	0.00	<b>Pmax Comp.</b>	2296
-100.22	107.58	<b>smax</b>	2149
-37.53	63.20	<b>smin</b>	2149

**Risvolto sinistro**

<b>N</b>	<b>M</b>	descrizione	elemento
37.83	107.79	<b>M2max</b>	2148
-42.69	66.27	<b>M2min</b>	2142
-30.21	108.25	<b>M3max</b>	2144
-21.19	69.46	<b>M3min</b>	2148
42.29	62.96	<b>Pmax Traz.</b>	2148
-90.86	0.00	<b>Pmax Comp.</b>	2212
37.83	107.79	<b>smax</b>	2148
-42.69	66.27	<b>smin</b>	2142

**Risvolto destro**

<b>N</b>	<b>M</b>	descrizione	elemento
-78.52	27.48	<b>M2max</b>	2177
-175.64	25.79	<b>M2min</b>	853
-102.42	14.32	<b>M3max</b>	2170
-98.26	14.63	<b>M3min</b>	869
25.92	8.25	<b>Pmax Traz.</b>	2169
-394.26	0.00	<b>Pmax Comp.</b>	2541
-79.65	27.53	<b>smax</b>	2177
-177.85	25.78	<b>smin</b>	853

### 7.6.2 SOLLECITAZIONI FUSTO ESISTENTE

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

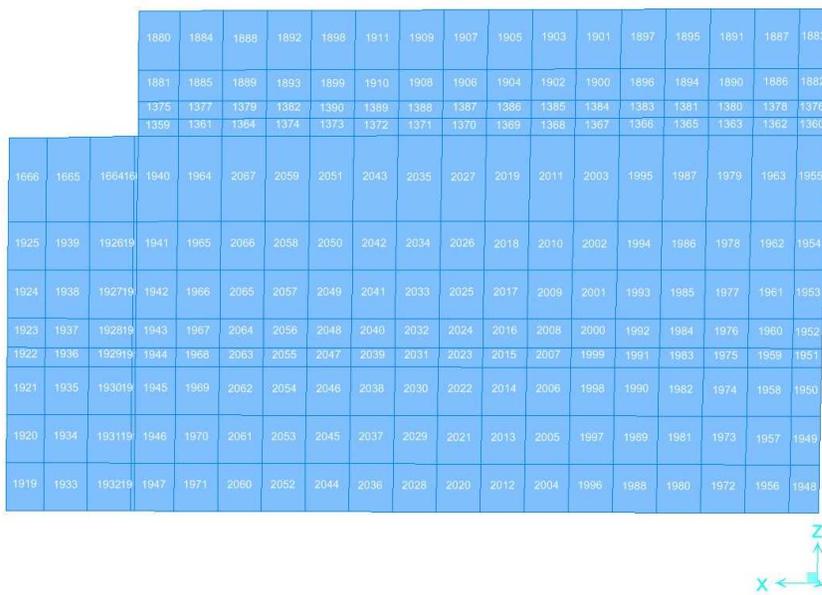


Figura 7.10 Fusto esistente.

#### 7.6.2.1 Stati limite ultimi Struttura: A1+M1

*Direzione 1*

N	M	descrizione	elem.
-1335.1	326.1	M1max	2218
79.0	-132.0	M1min	91
321.7	114.6	F1max Traz.	1742
-1639.0	39.6	F1max Comp.	2219

*Direzione 2*

N	M	descrizione	elem.
-682.0	412.7	M2max	2347
-705.5	-228.0	M2min	97
422.0	70.8	F2max Traz.	87
-2334.8	309.1	F2max Comp.	2219

*Sollecitazione di taglio*

	V <sub>13</sub>	V <sub>23</sub>
max	402.0	398.46
min	-374.43	-351.88
<b>max_v.ass</b>	<b>402.0</b>	<b>398.46</b>

### 7.6.2.2 Condizione sismica Struttura: A1+M1

Direzione 1

N	M	descrizione	elem.
-348.0	397.6	M1max	92
-778.5	-263.6	M1min	1742
386.0	140.0	F1max Traz.	2347
-1256.8	81.2	F1max Comp.	2219

Direzione 2

N	M	descrizione	elem.
-59.0	328.6	M2max	2351
-705.5	-228	M2min	2353
175.2	35.8	F2max Traz.	87
-1393.9	227.2	F2max Comp.	2219

Sollecitazione di taglio

	V <sub>13</sub>	V <sub>23</sub>
max	403.94	367.30
min	-331.1	-292.5
<b>max_v.ass</b>	<b>403.94</b>	<b>367.30</b>

### 7.6.3 SOLLECITAZIONI MURI DI RISVOLTO

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

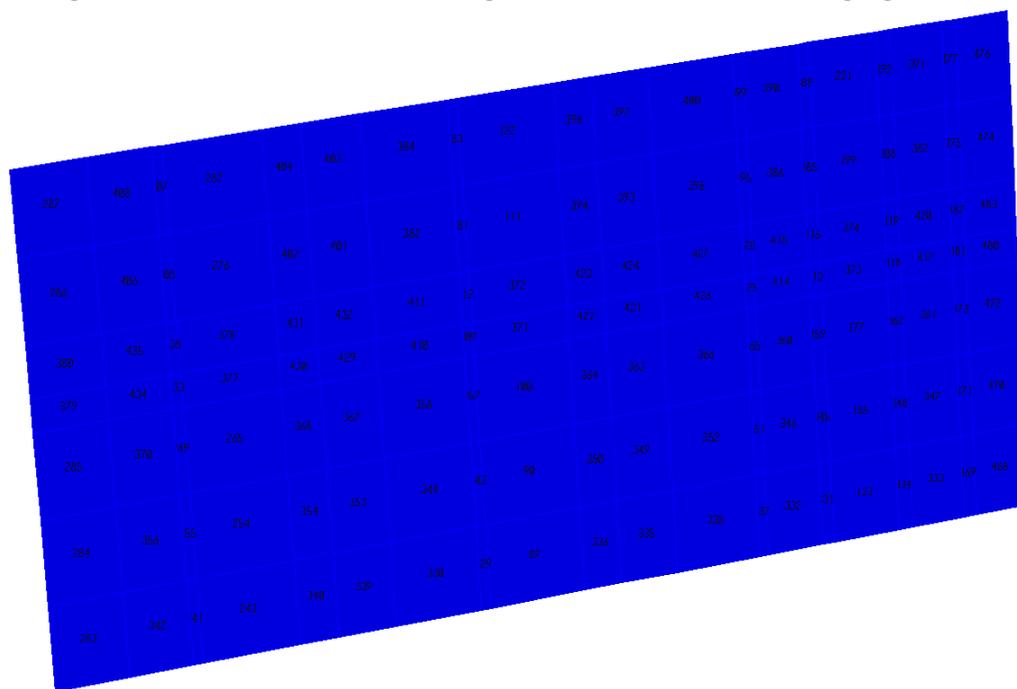


Figura 7.11 Risvolto sinistro esistente.

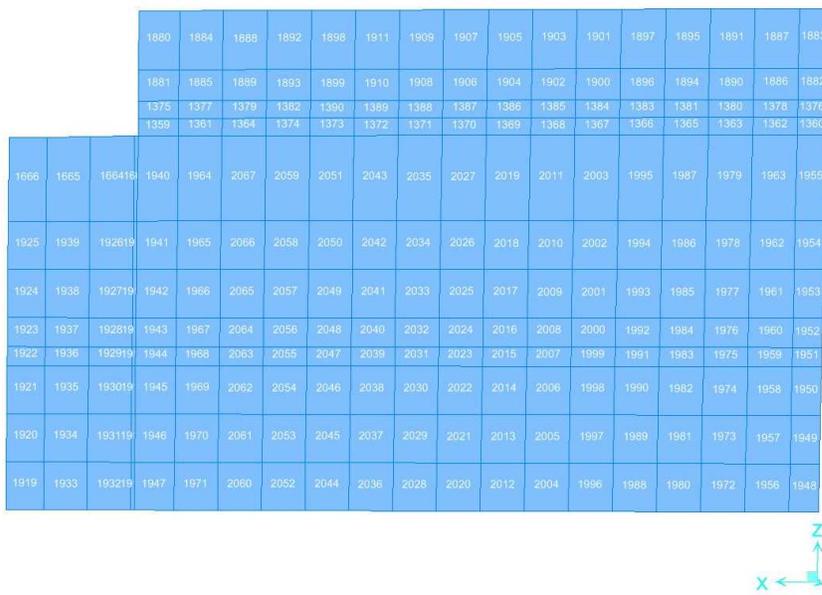


Figura 7.12 Risolto destro di nuova costruzione.

## 7.6.3.1 Stati limite ultimi Struttura: A1+M1

## Risolto di Sinistra

Direzione 1

N	M	descrizione	elem.
8.7	240.6	M1max	337
16.0	-84.5	M1min	355
253.4	-16.0	F1max Traz.	346
-91.6	77.8	F1max Comp.	335

Direzione 2

N	M	descrizione	elem.
-376.6	254.3	M2max	338
-210.4	-65.8	M2min	422
179.2	85.9	F2max Traz.	283
-535.8	212.0	F2max Comp.	332

Solllecitazione di taglio

	V <sub>13</sub>	V <sub>23</sub>
max	204.21	290.29
min	-258.28	-133.46
max v.ass	258.28	290.30

## Risolto di Destra

Direzione 1 – porzione alta

N	M	descrizione	elem.
---	---	-------------	-------

217.2	102.9	M1max	2047
47.7	-238.9	M1min	1974
385.2	11.0	F1max Traz.	2065
-67.5	59.0	F1max Comp.	1883

*Direzione 2 – porzione alta*

N	M	descrizione	elem.
-308.3	417.7	M2max	1883
-44.6	-467.4	M2min	1948
405.7	107.5	F2max Traz.	2060
-405.4	-189.7	F2max Comp.	1981

*Sollecitazione di taglio – porzione alta*

<b>V<sub>13</sub></b>	207.11	6.15
<b>V<sub>23</sub></b>	-109.81	-225.16
<b>elemento</b>	2039	2001

*Direzione 1 – porzione bassa*

N	M	descrizione	elem.
541.3	250.8	M1max	1914
451.3	-601.1	M1min	1361
1704.8	-216.6	F1max Traz.	1666
-76.5	-83.1	F1max Comp.	1884

*Direzione 2 – porzione bassa*

N	M	descrizione	elem.
459.1	160.2	M2max	1933
-573.5	-634.6	M2min	1361
1297.7	23.3	F2max Traz.	1919
-578.3	-628.6	F2max Comp.	1361

*Sollecitazione di taglio – porzione bassa*

<b>V<sub>13</sub></b>	37.90	-8.78
<b>V<sub>23</sub></b>	28.17	-101.06
<b>elemento</b>	1941	1971

### 7.6.3.2 Condizione sismica Struttura: A1+M1

#### Risvolto di Sinistra

*Direzione 1*

N	M	descrizione	elem.
2.3	264.9	<b>M1max</b>	337
43.4	-128.7	<b>M1min</b>	384
163.5	67.3	<b>F1max Traz.</b>	346
-72.1	108.9	<b>F1max Comp.</b>	335

*Direzione 2*

N	M	descrizione	elem.
-146.1	278.4	<b>M2max</b>	243

-127.0	-98.4	<b>M2min</b>	410
49.8	49.6	<b>F2max Traz.</b>	283
-382.1	117.2	<b>F2max Comp.</b>	133

*Sollecitazione di taglio*

	<b>V<sub>13</sub></b>	<b>V<sub>23</sub></b>
	163.7	281.0
max	1	7
min	-271.8	-177.3
<b>max_v.ass</b>	<b>271.80</b>	<b>281.07</b>

### Risvolto di Destra

*Direzione 1 – porzione alta*

<b>N</b>	<b>M</b>	descrizione	elem.
0.0	141.1	<b>M1max</b>	1956
-5.8	-221.5	<b>M1min</b>	2031
209.4	55.0	<b>F1max Traz.</b>	2059
-51.5	-7.1	<b>F1max Comp.</b>	2052

*Direzione 2 – porzione alta*

<b>N</b>	<b>M</b>	descrizione	elem.
-304.3	614.3	<b>M2max</b>	1956
-104.5	-539.2	<b>M2min</b>	1883
132.4	136.7	<b>F2max Traz.</b>	1892
-395.3	-47.1	<b>F2max Comp.</b>	1981

*Sollecitazione di taglio – porzione alta*

<b>V<sub>13</sub></b>	187.02	-16.89
<b>V<sub>23</sub></b>	95.66	-183.77
<b>elemento</b>	2038	1977

*Direzione 1 – porzione bassa*

<b>N</b>	<b>M</b>	descrizione	elem.
167.1	353.2	<b>M1max</b>	1361
91.1	-305.5	<b>M1min</b>	1361
555.2	152.8	<b>F1max Traz.</b>	1939
-242.4	153.7	<b>F1max Comp.</b>	1919

*Direzione 2 – porzione bassa*

<b>N</b>	<b>M</b>	descrizione	elem.
132.2	377.0	<b>M2max</b>	1884
-430.3	-369.5	<b>M2min</b>	1377
317.6	7.8	<b>F2max Traz.</b>	1919
-650.5	-54.5	<b>F2max Comp.</b>	1919

*Sollecitazione di taglio – porzione bassa*

<b>V<sub>13</sub></b>	228.42	193.64
<b>V<sub>23</sub></b>	42.16	-152.57
<b>elemento</b>	1920	1919

## 7.7 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Di seguito si riportano le verifiche degli elementi ritenuti più significativi e per le Combinazioni di carico risultate più critiche.

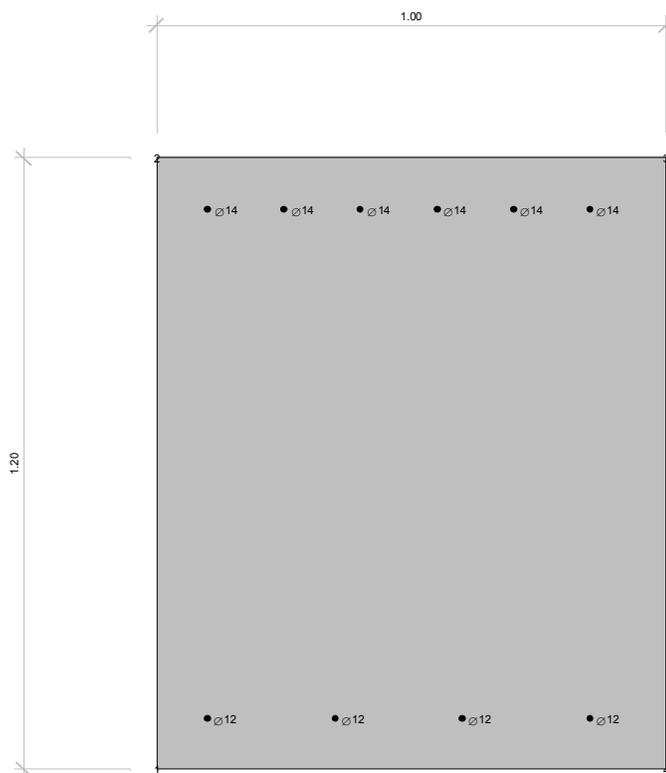
I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite, applicando il combinato D.M.14.01.2008 con l'UNI EN 1992 (Eurocodice 2); risultano i seguenti tipi di verifiche:

- 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 ESISTENTE

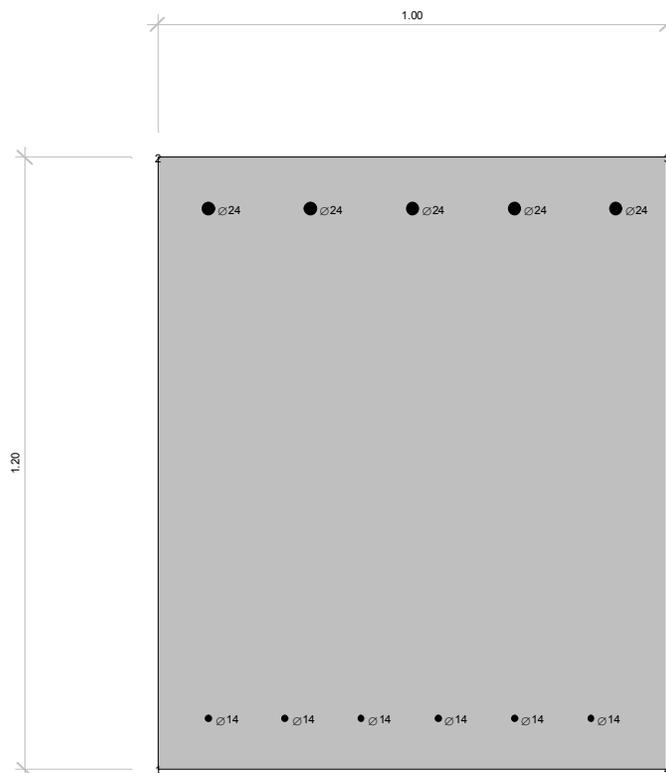
Caratteristiche geometriche della sezione – Direzione 1 (armatura orizzontale):

Larghezza b (cm)	100.0	
Altezza h (cm)	120.0	
Armatura tesa – lato contro terra (cm <sup>2</sup> )	6Φ14/m	= 9.24
Copriferro c (cm)	9.00	
Armatura compressa – lato non contro terra (cm <sup>2</sup> )	4Φ12/m	= 6.79
Copriferro armatura compressa c' (cm)	9.00	



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

Larghezza b (cm)	100.0	
Altezza h (cm)	120.0	
Armatura tesa – lato contro terra (cm <sup>2</sup> )	5Ø24/m	= 22.62
Copriferro c (cm)	9.00	
Armatura compressa – lato non contro terra (cm <sup>2</sup> )	6Ø14/m	= 9.24
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	-16226.64	-0.0035 (sez)	355.05	0.01 (arm)
Mx	-188.12	0.01 (arm)	378.45	0.01 (arm)
My	-249.84	0.01 (arm)	223.41	0.01 (arm)

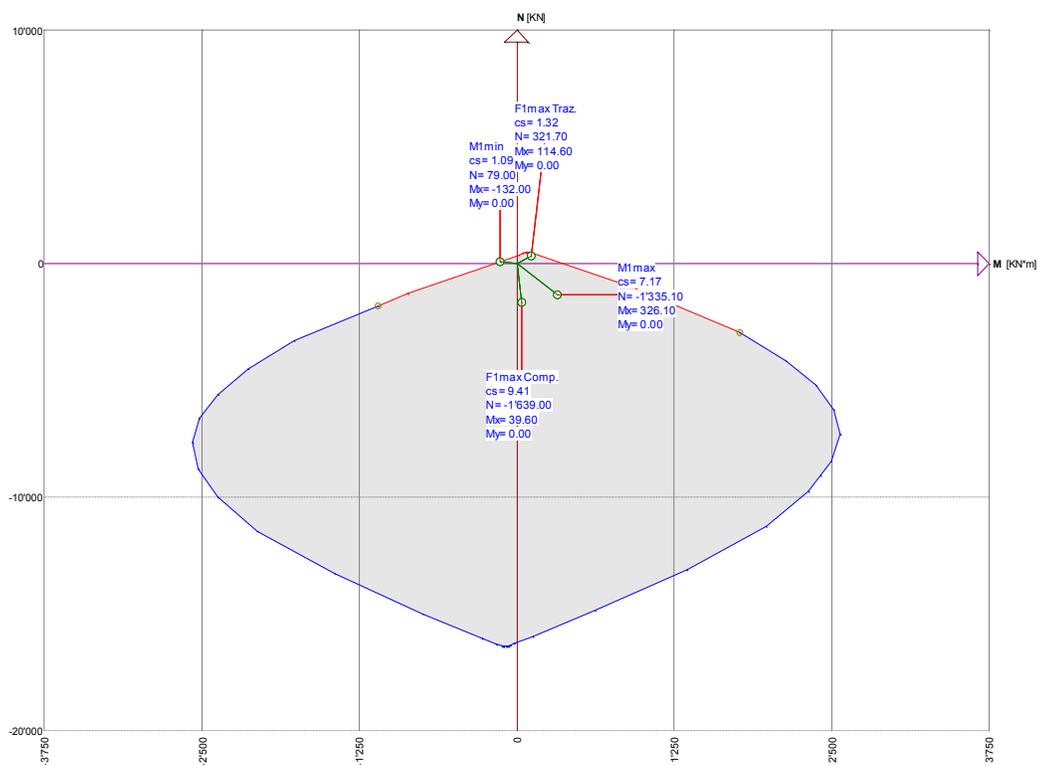
#### Sollecitazioni di progetto:

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M1max	-1335.10	0.00	0.00	326.10	0.00
2	M1min	79.00	0.00	0.00	-132.00	0.00
3	F1max Traz.	321.70	0.00	0.00	114.60	0.00
4	F1max Comp.	-1639.00	0.00	0.00	39.60	0.00

#### Verifiche:

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	7.1740	sezione
2	1.0882	armatura
3	1.3197	armatura
4	9.4068	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	-16592.24	-0.0035 (sez)	724.49	0.01 (arm)
Mx	-381.20	0.01 (arm)	919.55	0.01 (arm)
My	-519.36	0.01 (arm)	503.08	0.01 (arm)

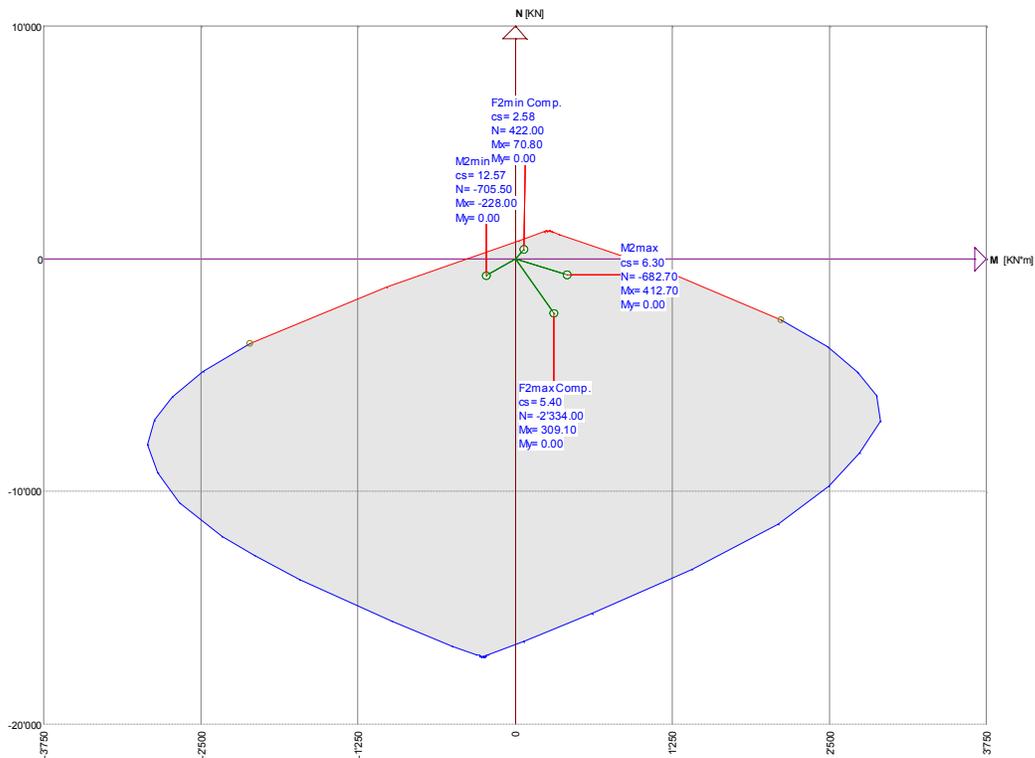
Sollecitazioni di progetto:

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M2max	-682.70	0.00	0.00	412.70	0.00
2	M2min	-705.50	0.00	0.00	-228.00	0.00
3	F2min Comp.	422.00	0.00	0.00	70.80	0.00
4	F2max Comp.	-2334.00	0.00	0.00	309.10	0.00

Verifiche:

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	6.3026	sezione
2	12.5659	sezione
3	2.5779	armatura
4	5.3983	sezione

Piano per asse N



## 7.7.1.3 Verifiche a taglio allo stato limite ultimo

$V_{Ed}$	402.00	kN
$N_{Ed}$	960	kN
$R_{ck}$	30	$N/mm^2$
$f_{ck}$	24.9	$N/mm^2$
$\gamma_c$	1.5	
$f_{cd}$	14.1	
$b_w$	1000	mm
$h$	1200	mm
$c$	90	mm
$d$	1110	mm
$f$	14	mm
$n^\circ$	6	
$A_{sl}$	923.16	$mm^2$
$\rho_l$	0.001	
$\sigma_{cp}$	0.8	$N/mm^2$
$k$	1.4245	
$V_{min}$	0.2969	
	375.05	kN
	462.79	kN
$V_{rd}$	462.79	kN

**SEZIONE VERIFICATA A TAGLIO**

**7.7.1.4 Verifiche slu (sisma)**

Sollecitazioni Resistenti (M,N) – Direzione 1:

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-16226.64	-0.0035 (sez)	355.05	0.01 (arm)
Mx	-188.12	0.01 (arm)	378.45	0.01 (arm)
My	-249.84	0.01 (arm)	223.41	0.01 (arm)

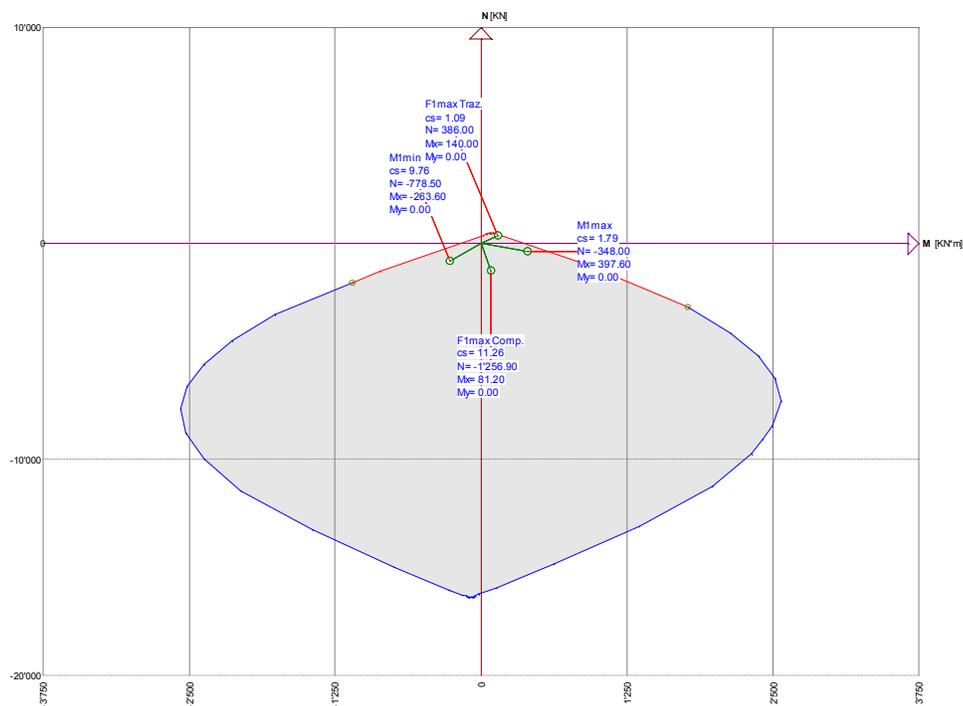
Sollecitazioni di progetto – Direzione 1:

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M1max	-348.00	0.00	0.00	397.60	0.00
2	M1min	-778.50	0.00	0.00	-263.60	0.00
3	F1max Traz.	386.00	0.00	0.00	140.00	0.00
4	F1max Comp.	-1256.90	0.00	0.00	81.20	0.00

Verifiche – Direzione 1:

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	1.7907	armatura
2	9.7648	sezione
3	1.0919	armatura
4	11.2589	sezione

Piano per asse N



Sollecitazioni Resistenti (M,N) – Direzione 2:

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-16592.24	-0.0035 (sez)	724.49	0.01 (arm)
Mx	-381.20	0.01 (arm)	919.55	0.01 (arm)
My	-519.36	0.01 (arm)	503.08	0.01 (arm)

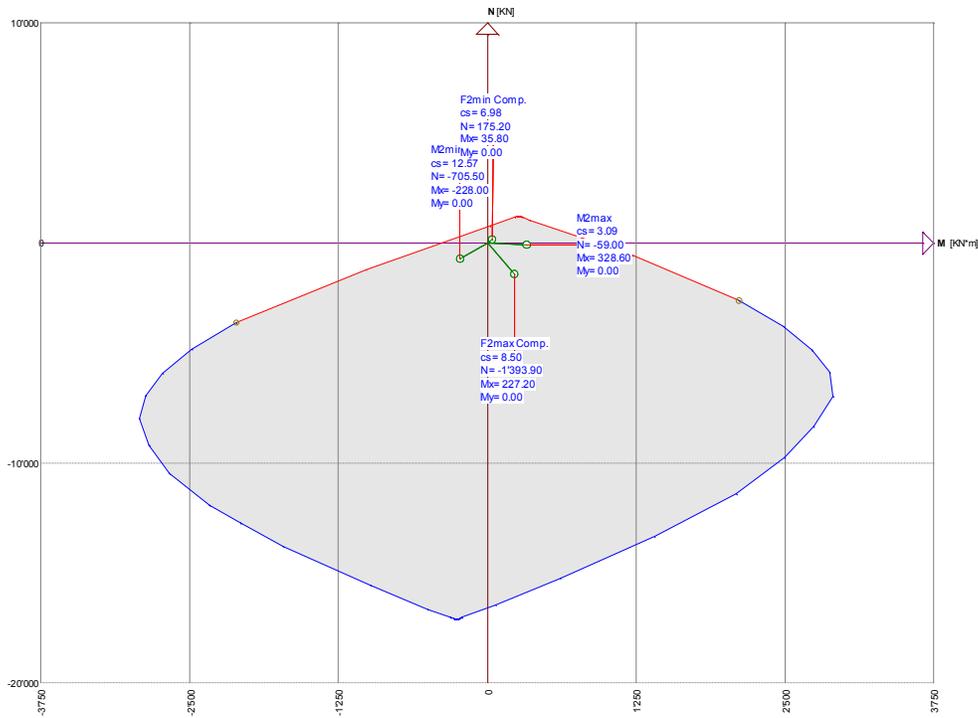
Sollecitazioni di progetto – Direzione 2:

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M2max	-59.00	0.00	0.00	328.60	0.00
2	M2min	-705.50	0.00	0.00	-228.00	0.00
3	F2min Comp.	175.20	0.00	0.00	35.80	0.00
4	F2max Comp.	-1393.90	0.00	0.00	227.20	0.00

Verifiche – Direzione 2:

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	3.0945	armatura
2	12.5659	sezione
3	6.9772	armatura
4	8.4998	sezione

Piano per asse N



Verifica a taglio ultimo:

$V_{Ed}$	<b>403.94</b>	kN
$N_{Ed}$	<b>985</b>	kN
$R_{ck}$	<b>30</b>	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	<b>24.9</b>	N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_c$	<b>1.5</b>	
$f_{cd}$	<b>14.1</b>	
$b_w$	<b>1000</b>	mm

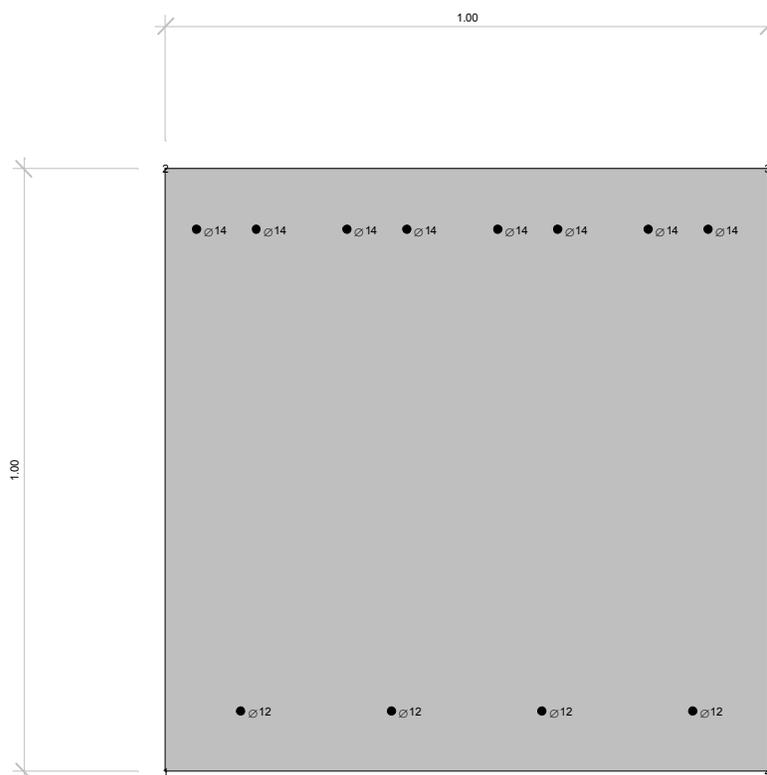
h	1200	mm
c	90	mm
d	1110	mm
f	14	mm
n°	6	
A <sub>st</sub>	923.16	mm <sup>2</sup>
$\rho_l$	0.001	
$\sigma_{cp}$	0.8	N/mm <sup>2</sup>
k	1.4245	
V <sub>min</sub>	0.2969	
	378.52	kN
	466.26	kN
V <sub>rd</sub>	466.26	kN
<b>SEZIONE VERIFICATA A TAGLIO</b>		

## 7.7.2 VERIFICHE MURI DI RISVOLTO

### 7.7.2.1 Risvolto sinistro

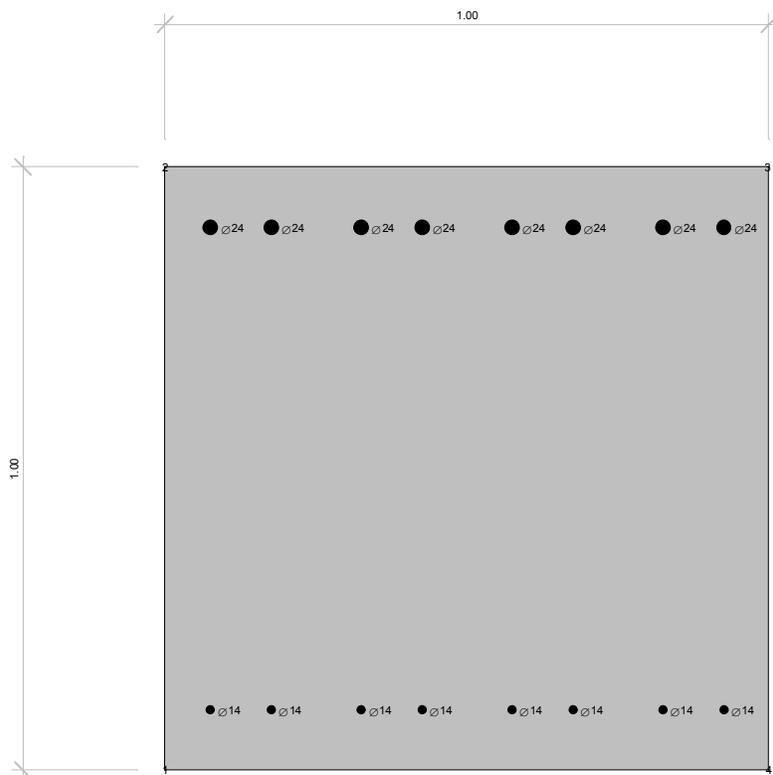
Caratteristiche geometriche della sezione – Direzione 1 (armatura orizzontale):

Larghezza b (cm)	100.0	
Altezza h (cm)	100.0	
Armatura tesa – lato contro terra (cm <sup>2</sup> )	8Φ14/m	= 12.32
Copriferro c (cm)	9.00	
Armatura compressa – lato non contro terra (cm <sup>2</sup> )	4Φ12/m	= 4.52
Copriferro armatura compressa c' (cm)	9.00	



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

Larghezza b (cm)	100.0	
Altezza h (cm)	100.0	
Armatura tesa – lato contro terra (cm <sup>2</sup> )	8Φ24/m	= 36.19
Copriferro c (cm)	9.00	
Armatura compressa – lato non contro terra (cm <sup>2</sup> )	8Φ14/m	= 12.32
Copriferro armatura compressa c' (cm)	9.00	



### 7.7.2.2 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	-13566.93	-0.0035 (sez)	354.04	0.01 (arm)
Mx	-159.34	0.01 (arm)	433.88	0.01 (arm)
My	-299.91	0.01 (arm)	277.66	0.01 (arm)

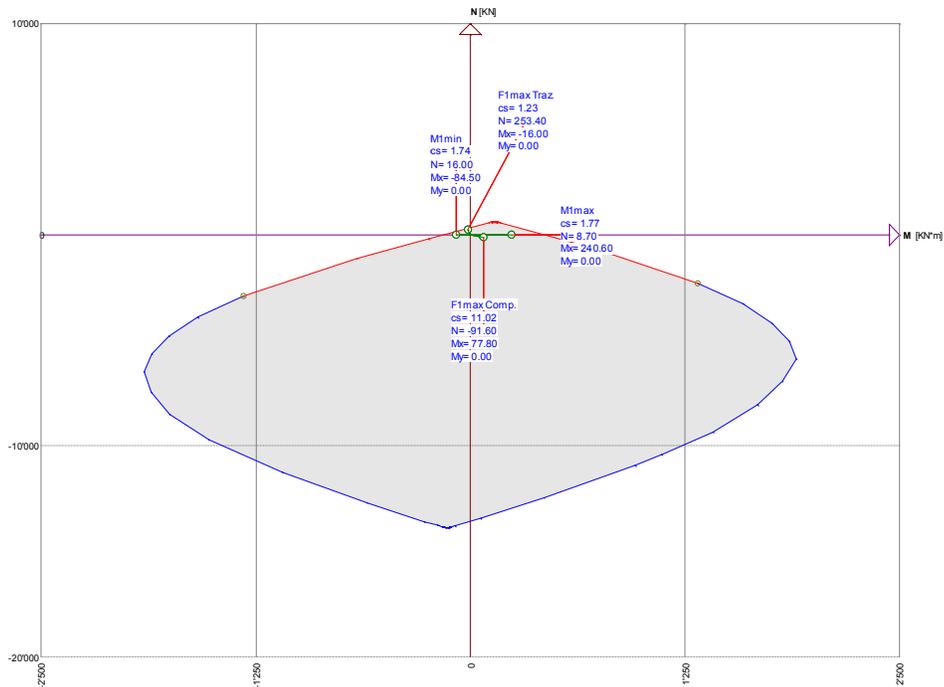
#### Sollecitazioni di progetto:

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M1max	8.70	0.00	0.00	240.60	0.00
2	M1min	16.00	0.00	0.00	-84.50	0.00
3	F1max Traz.	253.40	0.00	0.00	-16.00	0.00
4	F1max Comp.	-91.60	0.00	0.00	77.80	0.00

#### Verifiche:

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	1.7744	armatura
2	1.7374	armatura
3	1.2253	armatura
4	11.0243	armatura

Piano per asse N



### 7.7.2.3 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	-14155.45	-0.0035 (sez)	963.79	0.01 (arm)
Mx	-433.70	0.01 (arm)	1267.91	0.01 (arm)
My	-740.53	-0.0035 (sez)	740.53	-0.0035 (sez)

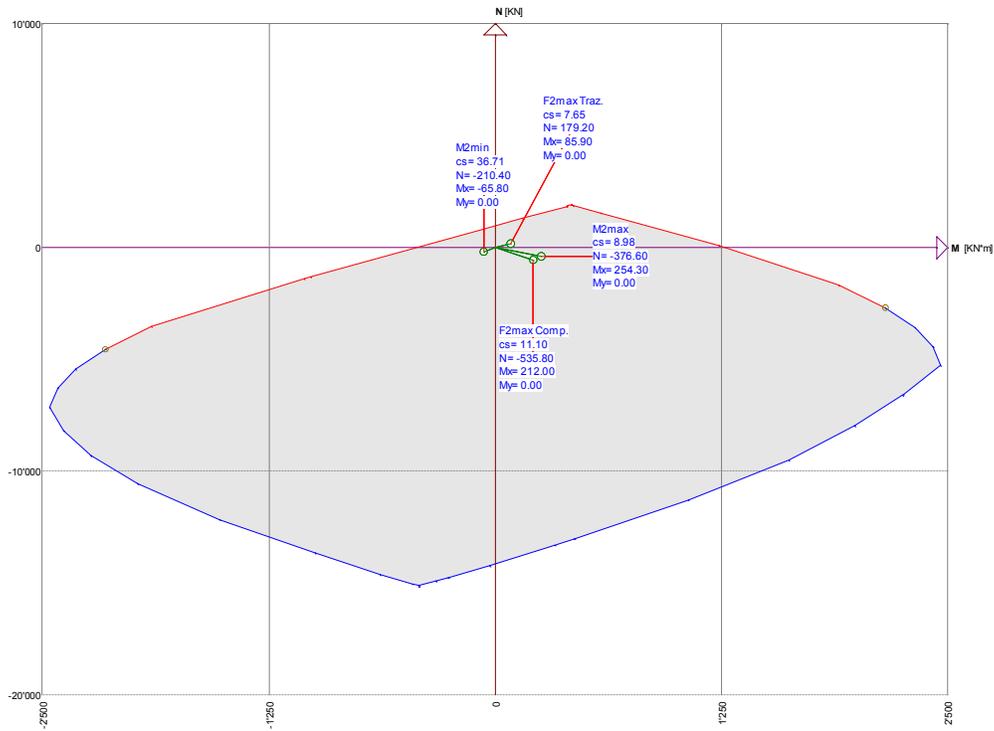
Sollecitazioni di progetto:

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M2max	-376.60	0.00	0.00	254.30	0.00
2	M2min	-210.40	0.00	0.00	-65.80	0.00
3	F2max Traz.	179.20	0.00	0.00	85.90	0.00
4	F2max Comp.	-535.80	0.00	0.00	212.00	0.00

Verifiche:

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	8.9788	sezione
2	36.7077	sezione
3	7.6532	armatura
4	11.1019	sezione

Piano per asse N



### 7.7.2.4 Verifiche a taglio allo stato limite ultimo

$V_{Ed}$	<b>290.29</b>	kN
$N_{Ed}$	260	kN
$R_{ck}$	30	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	24.9	N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_c$	1.5	
$f_{td}$	14.1	
$b_w$	1000	mm
$h$	1000	mm
$c$	90	mm
$d$	910	mm
$f$	14	mm
$n^\circ$	6	
$A_{sl}$	<b>923.16</b>	mm <sup>2</sup>
$\rho_l$	0.001	
$\sigma_{cp}$	0.3	N/mm <sup>2</sup>
$k$	1.4688	
$V_{min}$	0.3109	
	253.93	kN
	318.41	kN
$V_{rd}$	<b>318.41</b>	kN
<b>SEZIONE VERIFICATA A TAGLIO</b>		

## 7.7.2.5 Verifiche slu (sisma)

Sollecitazioni Resistenti (M,N) – Direzione 1:

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-13566.93	-0.0035 (sez)	354.04	0.01 (arm)
Mx	-159.34	0.01 (arm)	433.88	0.01 (arm)
My	-299.91	0.01 (arm)	277.66	0.01 (arm)

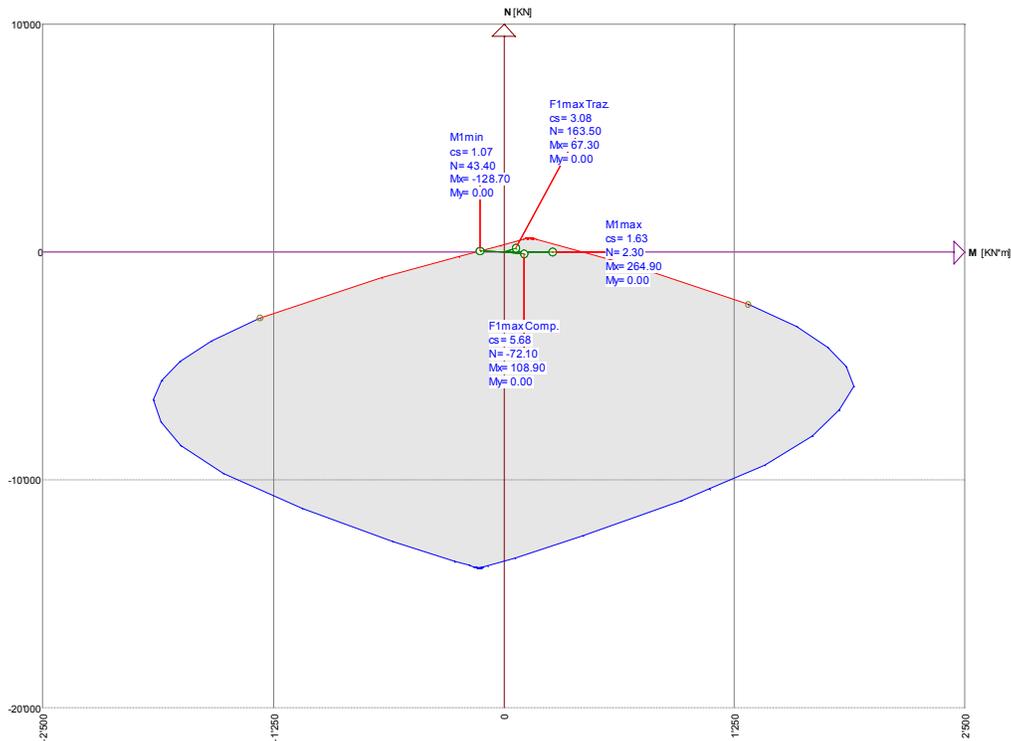
Sollecitazioni di progetto – Direzione 1:

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M1max	2.30	0.00	0.00	264.90	0.00
2	M1min	43.40	0.00	0.00	-128.70	0.00
3	F1max Traz.	163.50	0.00	0.00	67.30	0.00
4	F1max Comp.	-72.10	0.00	0.00	108.90	0.00

Verifiche – Direzione 1:

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	1.6315	armatura
2	1.0748	armatura
3	3.0792	armatura
4	5.6761	armatura

Piano per asse N



Verifica a taglio slu:

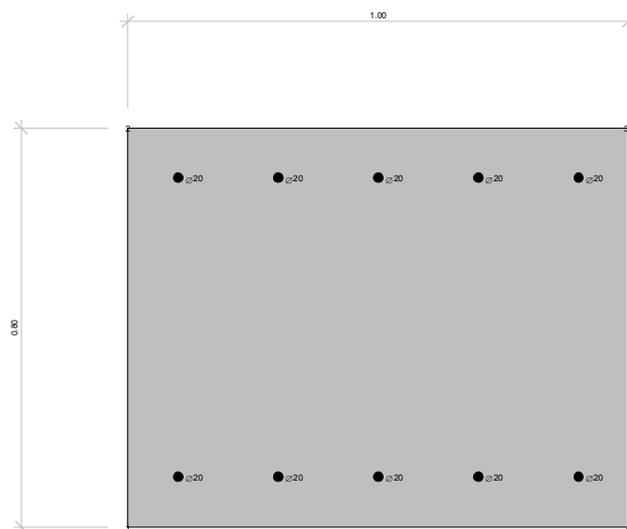
$V_{Ed}$	<b>281.00</b>	kN
$N_{Ed}$	<b>40</b>	kN
$R_{ck}$	<b>30</b>	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	<b>24.9</b>	N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_c$	<b>1.5</b>	

$f_{cd}$	14.1	
$b_w$	1000	mm
$h$	1000	mm
$c$	90	mm
$d$	910	mm
$f$	14	mm
$n^\circ$	6	
$A_{sl}$	923.16	mm <sup>2</sup>
$\rho_l$	0.001	
$\sigma_{cp}$	0.0	N/mm <sup>2</sup>
$k$	1.4688	
$V_{min}$	0.3109	
	223.90	kN
	288.38	kN
$V_{rd}$	288.38	kN
<b>SEZIONE VERIFICATA A TAGLIO</b>		

### 7.7.3 RISVOLTO DESTRO

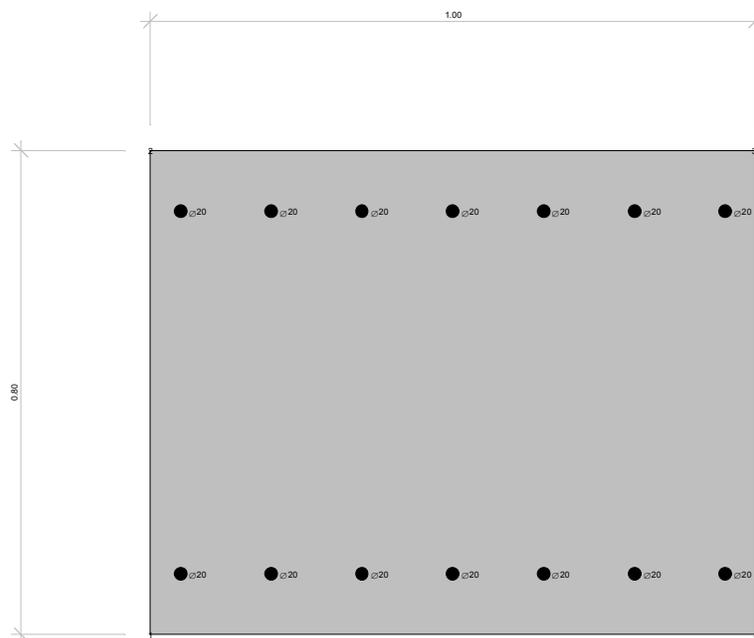
Caratteristiche geometriche della sezione – Direzione 1 (armatura orizzontale) – porzione alta:

Larghezza b (cm)	100.0	
Altezza h (cm)	80.0	
Armatura tesa – lato contro terra (cm <sup>2</sup> )	1 $\Phi$ 20/20	= 15.70
Copriferro c (cm)	9.00	
Armatura compressa – lato non contro terra (cm <sup>2</sup> )	1 $\Phi$ 20/20	= 15.70
Copriferro armatura compressa c' (cm)	9.00	



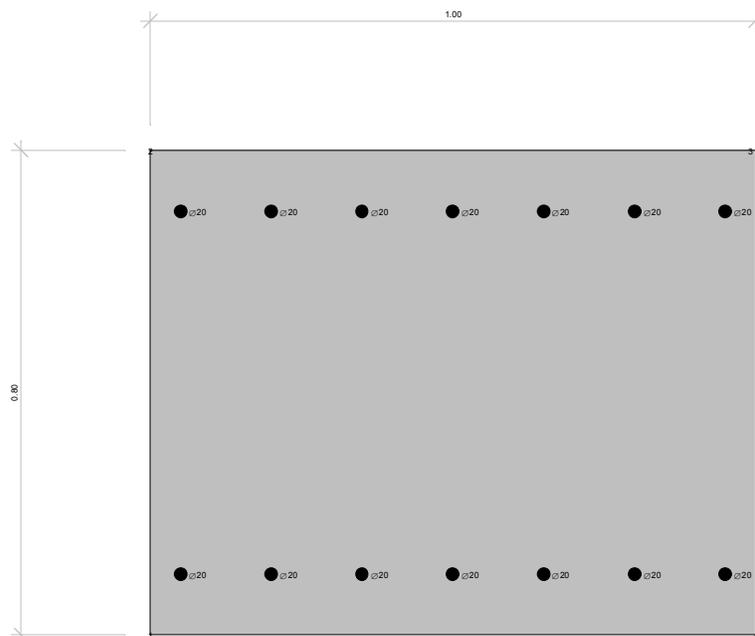
Caratteristiche geometriche della sezione - Direzione 2 (armatura verticale) – porzione alta:

Larghezza b (cm)	100.0	
Altezza h (cm)	80.0	
Armatura tesa – lato contro terra (cm <sup>2</sup> )	1Φ20/15	= 20.93
Copriferro c (cm)	9.00	
Armatura compressa – lato non contro terra (cm <sup>2</sup> )	1Φ20/15	= 20.93
Copriferro armatura compressa c' (cm)	9.00	



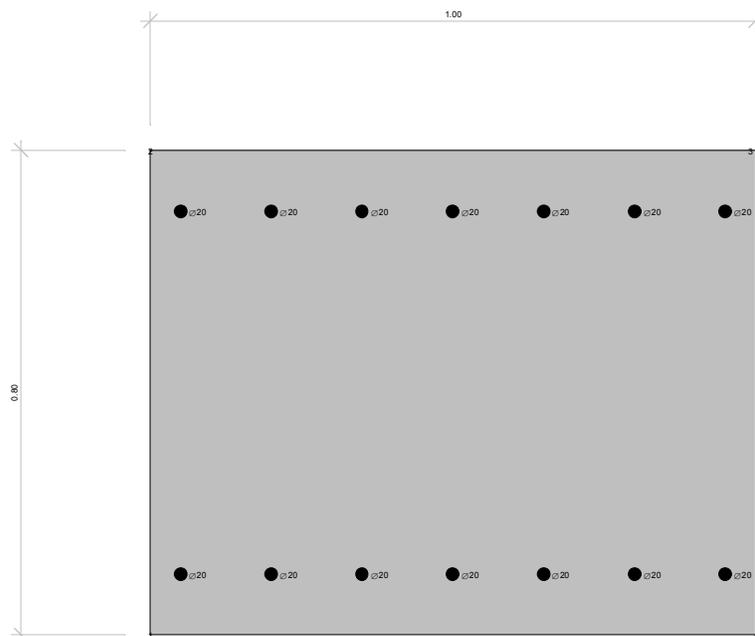
Caratteristiche geometriche della sezione – Direzione 1 (armatura orizzontale) – porzione bassa:

Larghezza b (cm)	100.0	
Altezza h (cm)	80.0	
Armatura tesa – lato contro terra (cm <sup>2</sup> )	1Φ20/15	= 20.93
Copriferro c (cm)	9.00	
Armatura compressa – lato non contro terra (cm <sup>2</sup> )	1Φ20/15	= 20.93
Copriferro armatura compressa c' (cm)	9.00	



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

Larghezza b (cm)	100.0	
Altezza h (cm)	80.0	
Armatura tesa – lato contro terra (cm <sup>2</sup> )	1 $\phi$ 20/15	= 20.93
Copriferro c (cm)	9.00	
Armatura compressa – lato non contro terra (cm <sup>2</sup> )	1 $\phi$ 20/15	= 20.93
Copriferro armatura compressa c' (cm)	9.00	



### 7.7.3.1 Verifiche allo stato limite ultimo per Presso-Flessione – PORZIONE ALTA - 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)

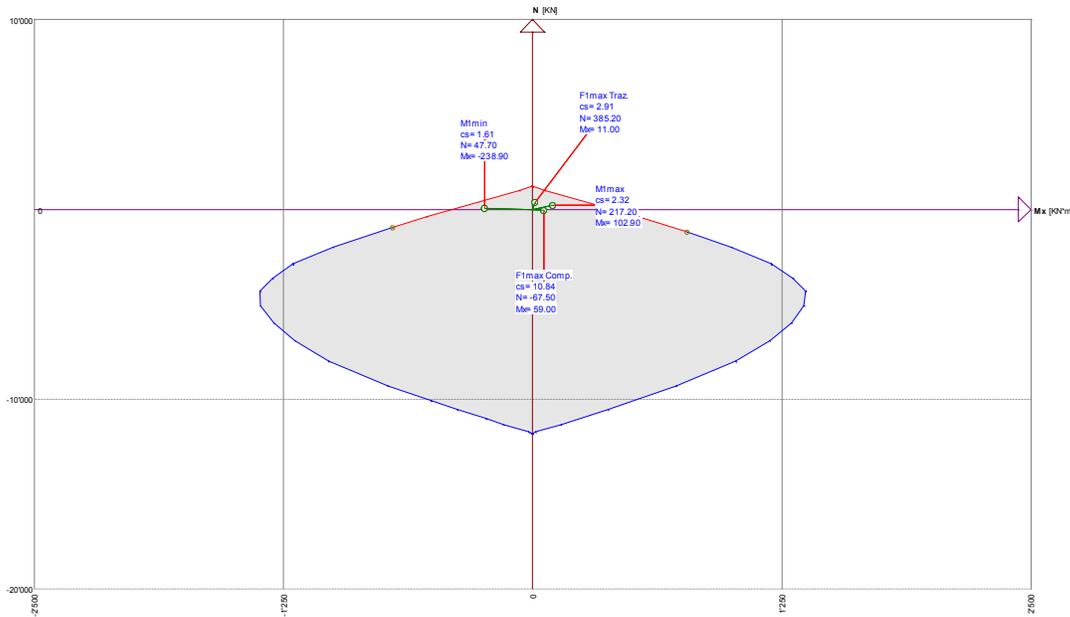
Sollecitazioni di progetto:

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M1max	217.20	0.00	0.00	102.90	0.00
2	M1min	47.70	0.00	0.00	-238.90	0.00
3	F1max Traz.	385.20	0.00	0.00	11.00	0.00
4	F1max Comp.	-67.50	0.00	0.00	59.00	0.00

Verifiche:

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	2.3170	armatura
2	1.6054	armatura
3	2.9140	armatura
4	10.8401	armatura

My costante= 0.00 [KNm]



**7.7.3.2 Verifiche allo stato limite ultimo per Presso-Flessione – PORZIONE ALTA - Direzione 2 (armatura verticale)**

Sollecitazioni Resistenti (M,N):

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-12303.55	-0.0035 (sez)	1721.05	0.01 (arm)
Mx	-566.84	0.01 (arm)	566.84	0.01 (arm)
My	-719.03	0.01 (arm)	719.03	0.01 (arm)

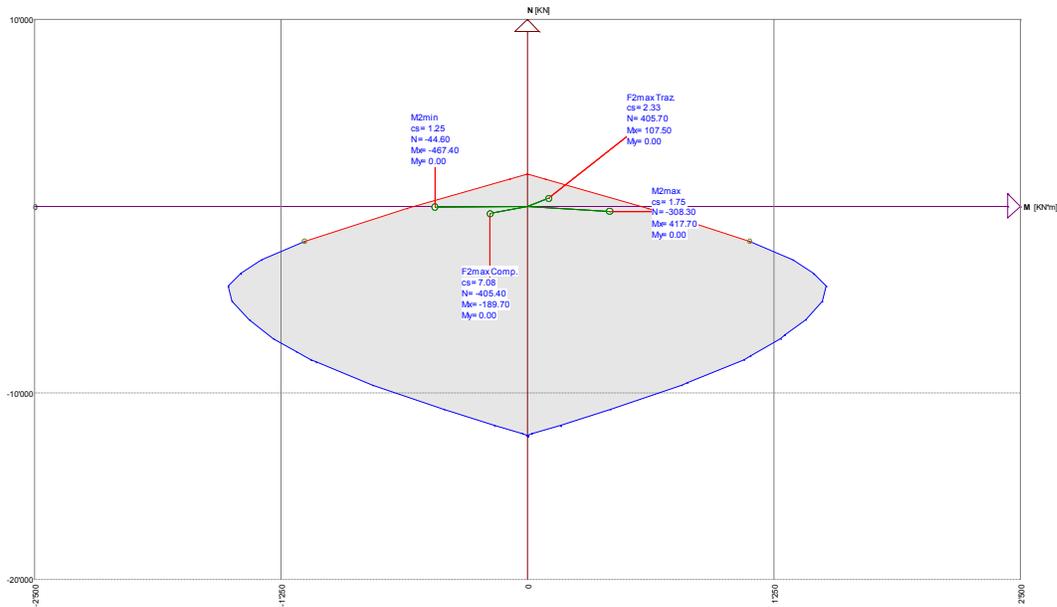
Sollecitazioni di progetto:

Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M2max	-308.30	0.00	0.00	417.70	0.00
2	M2min	-44.60	0.00	0.00	-467.40	0.00
3	F2max Traz.	405.70	0.00	0.00	107.50	0.00
4	F2max Comp.	-405.40	0.00	0.00	-189.70	0.00

Verifiche:

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	1.7454	armatura
2	1.2529	armatura
3	2.3268	armatura
4	7.0830	sezione

Piano per asse N



**7.7.3.3 Verifiche allo stato limite ultimo per Presso-Flessione – PORZIONE BASSA - Direzione 1 (armatura orizzontale)**

Sollecitazioni Resistenti (M,N):

Piano	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-17594.80	-0.0035 (sez)	1721.05	0.01 (arm)
Mx	-574.68	0.01 (arm)	574.68	0.01 (arm)
My	-752.30	0.01 (arm)	752.30	0.01 (arm)

Sollecitazioni di progetto:

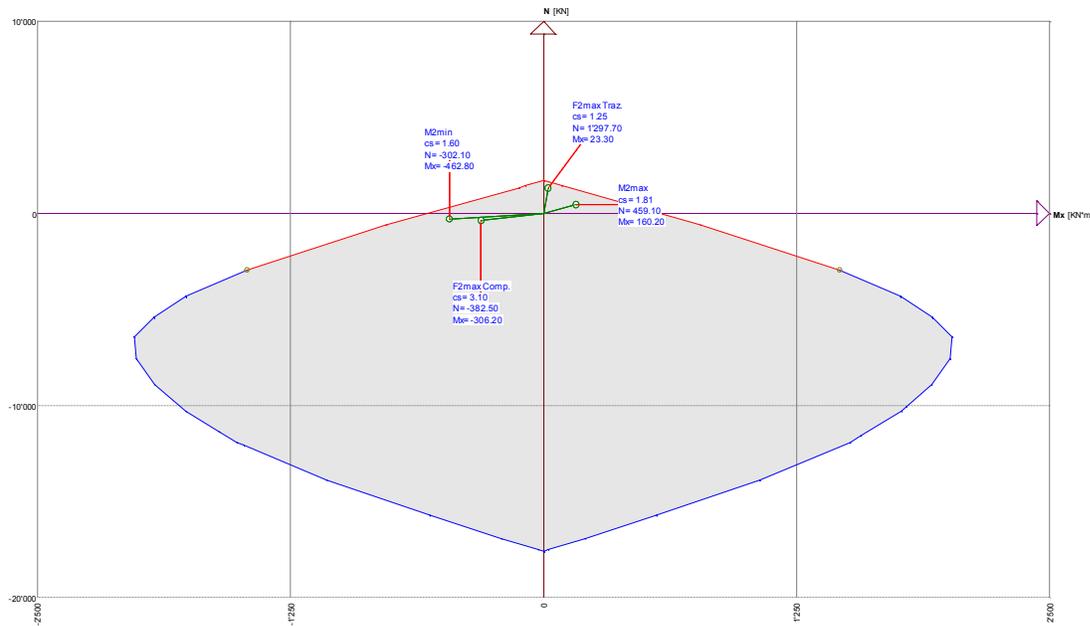
Comb	Desc.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M1max	541.30	0.00	0.00	250.80	0.00
2	M1min	553.20	0.00	0.00	-357.20	0.00
3	F1max Traz.	676.70	0.00	0.00	-237.20	0.00
4	F1max Comp.	-76.50	0.00	0.00	-83.10	0.00

Verifiche:

Comb	Coeff. di sicurezza	Mat. limitazione
1	1.3199	armatura
2	1.0528	armatura
3	1.2281	armatura
4	9.9285	sezione



My costante= 0.00 [kN\*m]



7.7.3.5 Verifiche a taglio allo stato limite ultimo

elemento	2001	
$V_{max}$	225.16	kN/m

$V_{Ed}$	225.16	kN
$N_{Ed}$	0	kN
$R_{ck}$	40	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	33.2	N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_c$	1.5	
$f_{cd}$	18.8	
$b_w$	1000	mm
$h$	800	mm
$c$	80	mm
$d$	720	mm
$f$	20	mm
$n^\circ$	6	
$A_{st}$	1027.00	mm <sup>2</sup>
$\rho_l$	0.001	
$\sigma_{cp}$	0.0	N/mm <sup>2</sup>
$k$	1.5270	
$V_{min}$	0.3806	
	221.56	kN
	274.00	kN
$V_{rd}$	274.00	kN
<b>SEZIONE VERIFICATA A TAGLIO</b>		

**7.7.3.6 Verifiche in campo elastico (sisma)**

Parametri di sollecitazione per la verifica a pressoflessione in campo elastico – Porzione alta - Direzione 1:

N Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	0.00	0.00	0.00	141.10	0.00
2	-5.80	0.00	0.00	-221.50	0.00
3	209.40	0.00	0.00	55.00	0.00
4	-51.50	0.00	0.00	-7.10	0.00

Tensioni massime nei materiali – Porzione alta - Direzione 1:

comb.	$\sigma$ max	$\sigma$ min	$\sigma$ s max	$\sigma$ s min
1	-2.59	0.00	139.40	-13.42
2	-4.07	0.00	216.98	-21.36
3	-0.39	0.00	124.43	12.77
4	-0.12	0.00	-0.23	-1.59

Parametri di sollecitazione per la verifica a pressoflessione in campo elastico – Porzione bassa - Direzione 2:

N Comb.	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	-236.70	0.00	0.00	373.90	0.00
2	259.10	0.00	0.00	-353.10	0.00
3	555.20	0.00	0.00	152.80	0.00
4	-242.40	0.00	0.00	153.70	0.00

Tensioni massime nei materiali – Porzione bassa - Direzione 2:

comb.	$\sigma$ max	$\sigma$ min	$\sigma$ s max	$\sigma$ s min
1	-5.94	0.00	214.95	-45.65
2	-5.28	0.00	311.55	-23.38
3	-1.01	0.00	240.66	21.36
4	-2.41	0.00	58.68	-22.61

Verifica a taglio in campo elastico (massimo taglio in direzione 1 e 2):

Larghezza b (cm)	100.00
Altezza h (cm)	80.00
copriferro baricentro armatura tesa (cm)	10.00
sezione reagente a taglio (cm <sup>2</sup> )	6300
T (kN)	228.42
$\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.36

### 7.7.4 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 del fusto esistente e del risvolto sinistro:*

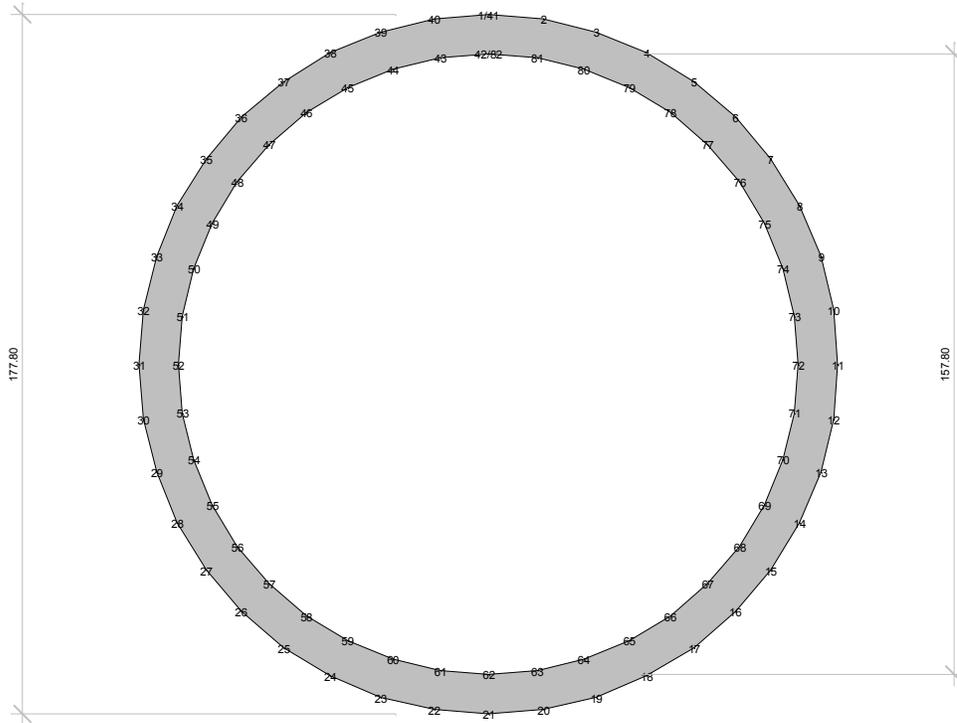
Diametro palo - perforazione	$\phi=$	24,00	cm	
Area palo	$A_p=$	$\pi\phi^2/4=$	452.16	cm <sup>2</sup>
Armatura - tubo Fe510	$A_a=$	$\phi 177.8\text{mm}$	8130	mm <sup>2</sup>
Spessore - tubo	$s=$	16	mm	

*Micropali risvolto destro, paraghiaia e fusto nuovo:*

Diametro palo - perforazione	$\phi=$	24,00	cm	
Area palo	$A_p=$	$\pi\phi^2/4=$	452.16	cm <sup>2</sup>
Armatura - tubo (Fe510)	$A_a=$	$\phi 177.8\text{mm}$	5270	mm <sup>2</sup>
Modulo di resistenza - tubo	$W=$	209000	mm <sup>3</sup>	
Spessore - tubo	$s=$	10	mm	

#### 7.7.4.1 Micropali di fondazione del paraghiaia

7.7.4.1.1 Geometria adottata per le verifiche



## 7.7.4.1.2 Verifiche a pressoflessione e taglio allo stato limite ultimo elastico

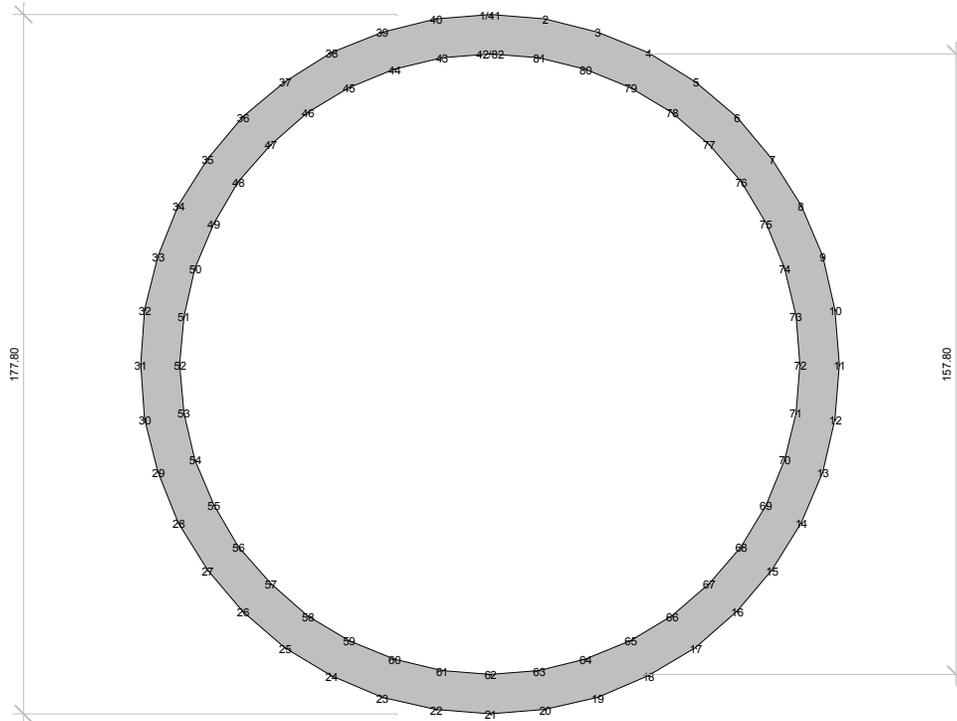
N	M	T	descrizione	elemento	$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$	$\tau_{max}$	$\sigma_{ideale}$
-144.65	15.05	12.73	<b>M2max</b>	1131	44.56	-99.45	4.83	99.81
-140.83	61.78	102.75	<b>M2min</b>	1026	268.88	-322.32	38.99	329.32
-144.60	15.06	12.74	<b>M3max</b>	1131	44.64	-99.52	4.83	99.87
-140.78	61.84	102.85	<b>M3min</b>	1026	269.18	-322.60	39.03	329.61
-34.15	19.80	33.10	<b>Pmin Comp.</b>	1024	88.24	-101.20	12.56	103.52
-236.80	0.00	0.00	<b>Pmax Comp.</b>	1139	-44.93	-44.93	0.00	44.93
-129.81	14.71	102.85	<b>smax</b>	1131	45.74	-95.00	39.03	116.60
-140.78	61.84	102.75	<b>smin</b>	1026	269.18	-322.60	38.99	329.60
-140.78	61.84	102.85	<b>V2max</b>	1026	269.18	-322.60	39.03	329.61
-140.83	61.78	102.75	<b>V3max</b>	1026	268.88	-322.32	38.99	329.32

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

N	M	T	descrizione	elemento	$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$	$\tau_{max}$	$\sigma_{ideale}$
-119.56	66.94	111.66	<b>M2max</b>	1026	-22.37	-23.01	42.38	76.92
-18.85	84.10	139.84	<b>M2min</b>	1026	-3.17	-3.98	53.07	92.01
-119.56	66.94	111.66	<b>M3max</b>	1026	-22.37	-23.01	42.38	76.92
-18.85	84.10	139.84	<b>M3min</b>	1026	-3.17	-3.98	53.07	92.01
-0.04	28.97	48.72	<b>Pmin Comp.</b>	1024	0.13	-0.15	18.49	32.02
-137.28	0.00	0.28	<b>Pmax Comp.</b>	1036	-26.05	-26.05	0.11	26.05
-101.14	66.40	139.99	<b>smax</b>	1026	-18.87	-19.51	53.13	94.06
-18.85	84.10	139.99	<b>smin</b>	1026	-3.17	-3.98	53.13	92.11
-19.42	14.14	139.99	<b>V2max</b>	1026	63.99	-71.36	53.13	116.44
-19.42	14.14	139.99	<b>V3max</b>	1026	63.99	-71.36	53.13	116.44

## 7.7.4.2 Micropali di fondazione del risvolto destro

7.7.4.2.1 Geometria adottata per le verifiche



## 7.7.4.2.2 Verifiche a pressoflessione e taglio allo stato limite ultimo elastico

N	M	T	descrizione	elemento	$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$	$\tau_{max}$	$\sigma_{ideale}$
-702.60	40.72	65.28	<b>M2max</b>	2177	328.15	-61.51	24.78	330.94
-706.42	9.61	8.44	<b>M2min</b>	2451	180.01	88.08	3.20	180.10
-358.02	25.61	40.15	<b>M3max</b>	2170	190.48	-54.60	15.24	192.30
-361.84	5.91	5.49	<b>M3min</b>	2402	96.94	40.38	2.08	97.00
-164.79	9.98	14.83	<b>Pmin Comp.</b>	2192	79.00	-16.46	5.63	79.60
-750.28	0.00	0.00	<b>Pmax Comp.</b>	2541	142.37	142.37	0.00	142.37
-703.20	40.72	40.15	<b>smax</b>	2177	328.27	-61.41	15.24	329.33
-707.02	9.61	65.28	<b>smin</b>	2451	180.12	88.20	24.78	185.16

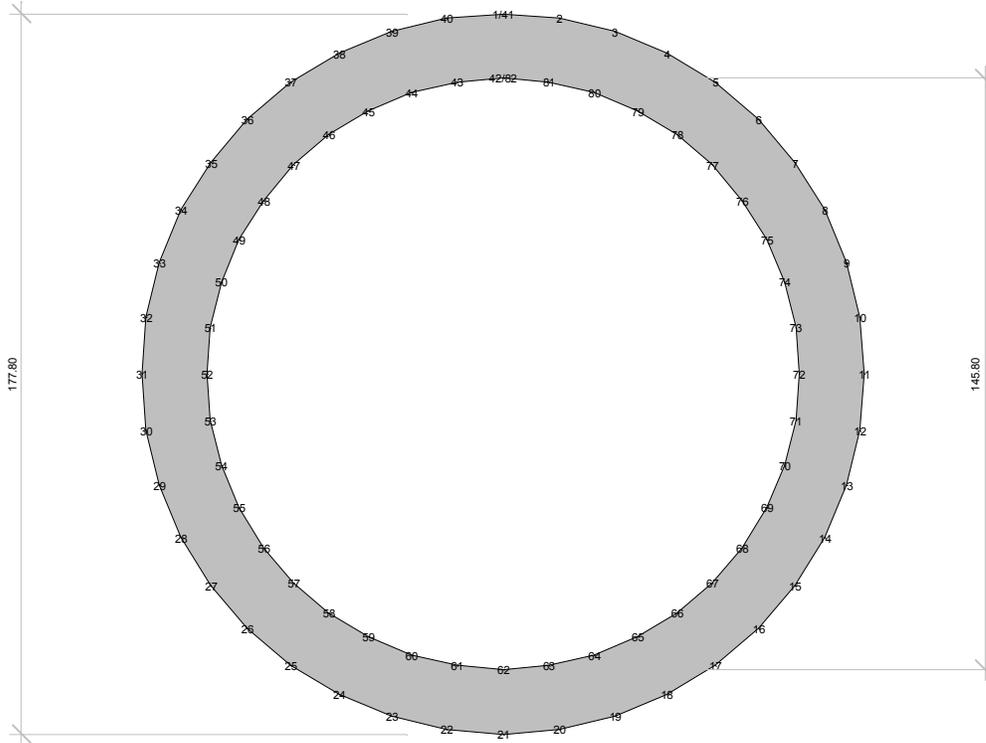
-358.02	25.61	40.15	<b>V2max</b>	2170	54.60	-190.48	15.24	192.30
-702.60	40.72	65.28	<b>V3max</b>	2177	61.51	-328.15	24.78	330.94

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

N	M	T	descrizione	elemento	$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$	$\tau_{max}$	$\sigma_{ideale}$
-104.98	21.45	32.42	<b>M2max</b>	2200	82.70	-122.54	12.30	124.38
-187.78	20.71	31.25	<b>M2min</b>	853	63.44	-134.70	11.86	136.26
-92.52	11.35	18.21	<b>M3max</b>	2170	36.76	-71.88	6.91	72.87
-98.74	12.46	18.89	<b>M3min</b>	869	40.87	-78.34	7.17	79.32
36.04	7.84	10.32	<b>Pmax Traz.</b>	2169	44.34	-30.66	3.92	44.86
-416.62	0.00	0.28	<b>Pmax Comp.</b>	2541	-79.05	-79.05	0.11	79.05
-71.44	21.66	18.18	<b>smax</b>	2177	90.06	-117.17	6.90	117.78
-189.99	20.70	33.17	<b>smin</b>	853	62.97	-135.08	12.59	136.82
-93.10	2.01	18.18	<b>V2max</b>	2170	-8.03	-27.31	6.90	29.81
-70.89	4.58	33.17	<b>V3max</b>	2177	8.46	-35.36	12.59	41.54

## 7.7.4.3 Micropali di fondazione del risvolto sinistro

7.7.4.3.1 Geometria adottata per le verifiche



## 7.7.4.3.2 Verifiche a pressoflessione e taglio allo stato limite ultimo elastico

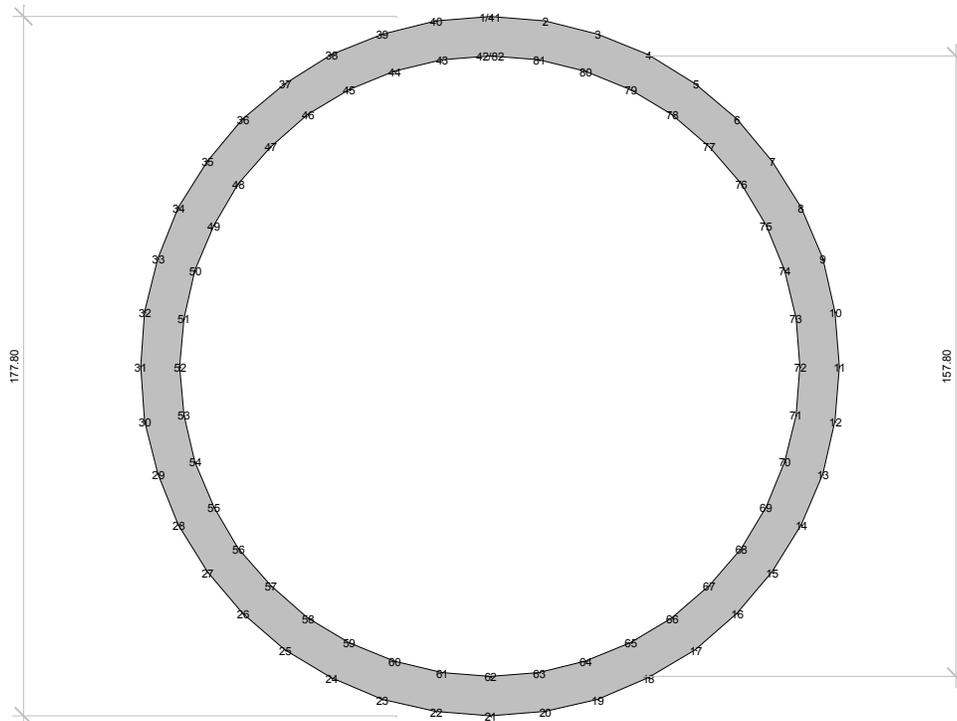
N	M	T	descrizione	elemento	$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$	$\tau_{max}$	$\sigma_{ideale}$
-205.69	69.65	113.64	<b>M2max</b>	2142	187.04	-237.64	27.96	242.52
-209.53	16.56	13.84	<b>M2min</b>	2206	24.70	-76.25	3.40	76.47
-126.89	71.12	115.27	<b>M3max</b>	2148	201.23	-232.45	28.36	237.58
-130.73	16.80	14.28	<b>M3min</b>	2248	35.13	-67.29	3.51	67.56
-76.22	40.06	64.98	<b>Pmin Comp.</b>	2148	112.76	-131.51	15.98	134.39
-239.29	0.00	0.00	<b>Pmax Comp.</b>	2212	-29.43	-29.43	0.00	29.43
-126.89	71.12	115.27	<b>smax</b>	2148	201.23	-232.45	28.36	237.58
-209.60	16.57	113.64	<b>smin</b>	2206	24.72	-76.28	27.96	90.36
-126.89	71.12	115.27	<b>V2max</b>	2148	201.23	-232.45	28.36	237.58
-205.69	69.65	113.64	<b>V3max</b>	2142	187.04	-237.64	27.96	242.52

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

N	M	T	descrizione	elemento	$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$	$\tau_{max}$	$\sigma_{ideale}$
33.99	87.84	142.66	<b>M2max</b>	2148	271.98	-263.62	35.10	278.69
-40.11	86.39	139.94	<b>M2min</b>	2142	258.46	-268.32	34.43	274.87
-51.10	88.04	143.08	<b>M3max</b>	2143	262.13	-274.70	35.20	281.38
-25.04	88.97	144.44	<b>M3min</b>	2148	268.18	-274.34	35.53	281.16
38.44	50.34	83.32	<b>Pmax Traz.</b>	2148	158.20	-148.75	20.50	162.14
-92.94	0.00	0.28	<b>Pmax Comp.</b>	2254	-11.43	-11.43	0.07	11.43
33.99	87.84	144.59	<b>smax</b>	2148	271.98	-263.62	35.57	278.87
-40.11	86.39	142.81	<b>smin</b>	2142	258.46	-268.32	35.13	275.14
-25.62	14.56	144.59	<b>V2max</b>	2148	41.24	-47.54	35.57	77.82
33.40	14.35	142.81	<b>V3max</b>	2148	47.86	-39.64	35.13	77.41

## 7.7.4.4 Micropali del fusto nuovo

7.7.4.4.1 Geometria adottata per le verifiche



## 7.7.4.4.2 Verifiche a pressoflessione e taglio allo stato limite ultimo elastico

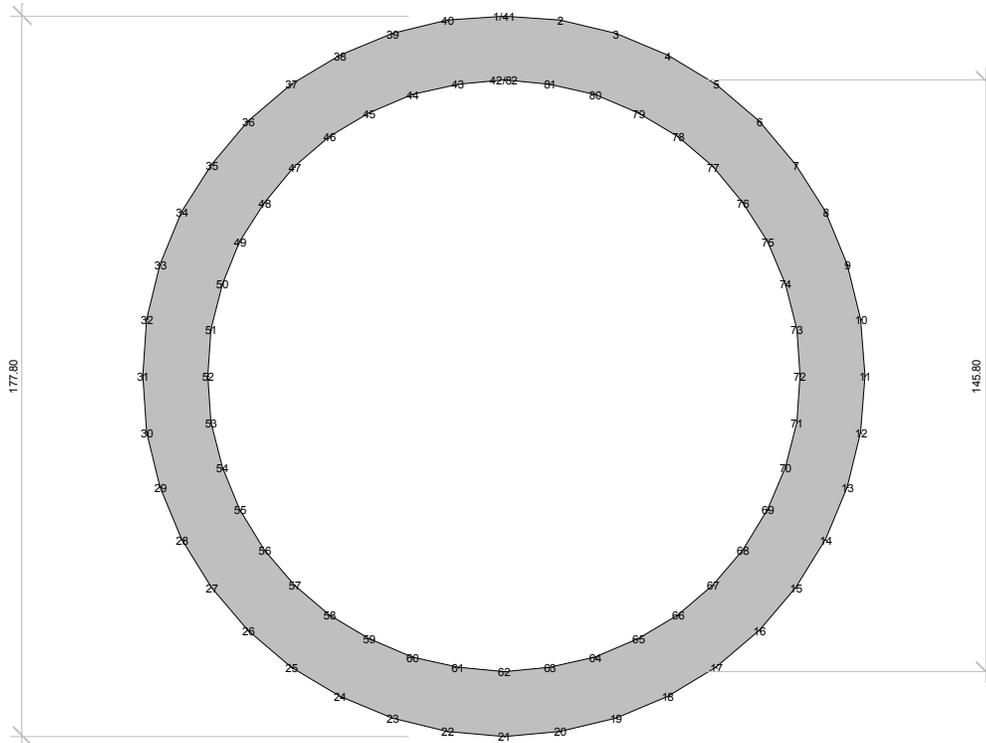
N	M	T	descrizione	elemento	$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$	$\tau_{max}$	$\sigma_{ideale}$
-259.94	22.67	35.17	<b>M2max</b>	2168	59.16	-157.81	13.35	159.49
-263.75	5.18	4.92	<b>M2min</b>	2388	-25.27	-74.82	1.87	74.89
-260.23	22.80	35.36	<b>M3max</b>	2168	59.69	-158.45	13.42	160.15
-264.04	5.21	4.95	<b>M3min</b>	2388	-25.19	-75.01	1.88	75.08
-82.02	4.20	7.22	<b>Pmin Comp.</b>	2179	4.55	-35.68	2.74	35.99
-282.21	0.00	0.00	<b>Pmax Comp.</b>	2394	-53.55	-53.55	0.00	53.55
-257.73	22.71	35.36	<b>smax</b>	2168	59.74	-157.55	13.42	159.26
-264.04	5.21	35.17	<b>smin</b>	2388	-25.19	-75.01	13.35	78.49
-260.23	22.80	35.36	<b>V2max</b>	2168	59.69	-158.45	13.42	160.15
-259.94	22.67	35.17	<b>V3max</b>	2168	59.16	-157.81	13.35	159.49

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

N	M	T	descrizione	elemento	$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$	$\tau_{max}$	$\sigma_{ideale}$
-17.02	13.25	19.91	<b>M2max</b>	2168	60.15	-66.61	7.56	67.88
-14.98	4.58	7.16	<b>M2min</b>	2178	19.07	-24.76	2.72	25.20
-73.68	10.45	16.56	<b>M3max</b>	2168	36.00	-63.96	6.28	64.88
45.37	9.06	12.14	<b>M3min</b>	2168	51.97	-34.75	4.61	52.58
55.69	10.27	14.05	<b>Pmax Traz.</b>	2167	59.70	-38.56	5.33	60.41
-89.96	0.00	0.28	<b>Pmax Comp.</b>	2394	-17.07	-17.07	0.11	17.07
-14.92	13.17	16.58	<b>smax</b>	2168	60.18	-65.84	6.29	66.73
-56.73	2.56	20.06	<b>smin</b>	2633	1.48	-23.02	7.61	26.53
-74.26	1.94	16.58	<b>V2max</b>	2168	-4.81	-23.37	6.29	25.79
-17.60	2.98	20.06	<b>V3max</b>	2168	10.93	-17.61	7.61	22.00

## 7.7.4.5 Micropali del fusto esistente

7.7.4.5.1 Geometria adottata per le verifiche



## 7.7.4.5.2 Verifiche a pressoflessione e taglio allo stato limite ultimo elastico

N	M	T	descrizione	elemento	$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$	$\tau_{max}$	$\sigma_{ideale}$
-223.86	67.47	110.59	<b>M2max</b>	2149	195.89	-250.95	27.21	255.34
-227.70	16.11	13.31	<b>M2min</b>	2255	25.33	-81.34	3.28	81.54
-223.96	67.51	110.65	<b>M3max</b>	2149	196.00	-251.10	27.22	255.48
-227.80	16.12	13.32	<b>M3min</b>	2255	25.35	-81.39	3.28	81.59
-69.45	10.50	17.63	<b>Pmin Comp.</b>	2166	26.23	-43.31	4.34	43.96
-259.12	0.00	0.00	<b>Pmax Comp.</b>	2261	-31.87	-31.87	0.00	31.87
-223.96	67.51	110.65	<b>smax</b>	2149	196.00	-251.10	27.22	255.48
-227.80	16.12	110.59	<b>smin</b>	2255	25.35	-81.39	27.21	94.05
-223.96	67.51	110.65	<b>V2max</b>	2149	196.00	-251.10	27.22	255.48
-223.86	67.47	110.59	<b>V3max</b>	2149	195.89	-250.95	27.21	255.34

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

N	M	T	descrizione	elemento	$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$	$\tau_{max}$	$\sigma_{ideale}$
-95.86	88.04	143.50	<b>M2max</b>	2150	279.75	-303.33	35.30	309.43
-32.73	82.70	134.24	<b>M2min</b>	2149	269.83	-277.88	33.02	283.70
-95.42	88.08	143.50	<b>M3max</b>	2149	279.91	-303.38	35.30	309.48
-32.73	82.70	134.24	<b>M3min</b>	2149	269.83	-277.88	33.02	283.70
18.26	10.36	17.66	<b>Pmax Traz.</b>	2166	36.56	-32.06	4.35	37.32
-118.72	0.00	0.28	<b>Pmax Comp.</b>	2296	-14.60	-14.60	0.07	14.60
-95.42	88.08	143.65	<b>smax</b>	2149	279.91	-303.38	35.34	309.49
-32.73	82.70	143.65	<b>smin</b>	2149	269.83	-277.88	35.34	284.54
-96.00	14.14	143.65	<b>V2max</b>	2149	35.00	-58.61	35.34	84.75
-96.44	14.10	143.65	<b>V3max</b>	2150	34.84	-58.56	35.34	84.71

## 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  $L=20.00\text{m}$ , mentre per il fusto di nuova costruzione e per la fondazione dei risvolti la lunghezza è prevista di  $14.00\text{m}$ .

Si assumono i seguenti parametri del terreno:  
da quota  $0.00\text{m}$  a quota  $-30.00\text{m}$  scisto alterato

Peso di volume $\gamma_t$	20 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito $\Phi$	35
Coesione c	0 N/mm <sup>2</sup>
$q_s, \text{lim}$	160 kPa
$q_b, \text{lim}$	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  $\phi 240\text{mm}$ ,  $L=23.00\text{m}$ .

### Risvolto destro - SLU

N (kN)	M (kNm)	descrizione	elemento
-559.00	0.00	<b>Pmax Comp.</b>	2457

### Risvolto destro - SLV

N (kN)	M (kNm)	descrizione	elemento
-394.26	0.00	<b>Pmax Comp.</b>	2541

Si esegue la verifica di portanza relative ai pali sotto al risvolto destro per la combinazione SLU, che risulta essere la più gravosa. La tabella di verifica è riportata di seguito e fa riferimento alla caratterizzazione del terreno riportata nella "Relazione geologica, idrogeologica e geotecnica" e nel "Profilo geotecnico longitudinale".

**CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO COMPRESSO (D.M. 14.01.2008)**  
**LAVORO: ANAS11 - APPROCCIO 1 - COMBINAZIONE 2**

Il carico limite di progetto viene determinato come:

$$R_{cd} = R_{bd} + R_{sd} - W_p$$

in cui:

- R<sub>bd</sub> = R<sub>bk</sub> / γ<sub>b</sub>: Resistenza alla punta di progetto
- R<sub>sd</sub> = R<sub>sk</sub> / γ<sub>s</sub>: Resistenza laterale di progetto
- R<sub>sdt</sub> = R<sub>st</sub> / γ<sub>st</sub>: Resistenza laterale di trazione di progetto
- R<sub>bk</sub> = R<sub>bm</sub> / ζ: Resistenza alla punta caratteristica
- R<sub>sk</sub> = R<sub>sm</sub> / ζ: Resistenza laterale caratteristica
- R<sub>bm</sub> = Q<sub>b</sub>: Resistenza media alla punta
- R<sub>sm</sub> = Q<sub>s</sub>: Resistenza media laterale
- W<sub>p</sub>: peso proprio del palo alleggerito

**PORTANZA UNITARIA ALLA PUNTA**

**Terreni granulari (c = 0, φ <> 0)**

In accordo alla teoria di Berenzantsev<sup>(1)</sup>:

$$q_b = N_q^* \times \sigma_v \quad \text{con:} \quad N_q^*: \text{coefficiente di capacit  portante corrispondente all'insorgere delle prime deformazioni plastiche (ced. = 0,06 - 0,10 D)}$$

N<sub>q</sub><sup>\*</sup>   dato dal grafico a destra riportato:



In ogni caso viene assunto per q<sub>b</sub> il valore limite di q<sub>b,lim</sub>.

**Terreni coesivi (c > 0)**

Il calcolo viene svolto in termini di tensioni totali

La resistenza alla punta viene espressa come:

$$q_b = \sigma_v + 9 c_u$$

**RESISTENZA LATERALE UNITARIA**

**Terreni granulari (c = 0, φ <> 0)**

$$q_s = K \tan \delta \sigma_v \quad \text{con:} \quad K \text{ assunto pari a } 1 - \text{sen } f$$

$$\tan \delta = \tan \phi$$

In ogni caso non viene superato il valore limite di q<sub>l,lim</sub>.

**Terreni coesivi (c > 0)**

q<sub>s</sub> = α c<sub>u</sub> con: α variabile in funzione di c<sub>u</sub> secondo la seguente tabella (AGI - 1984)

c <sub>u</sub> (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<sub>l,lim</sub>.

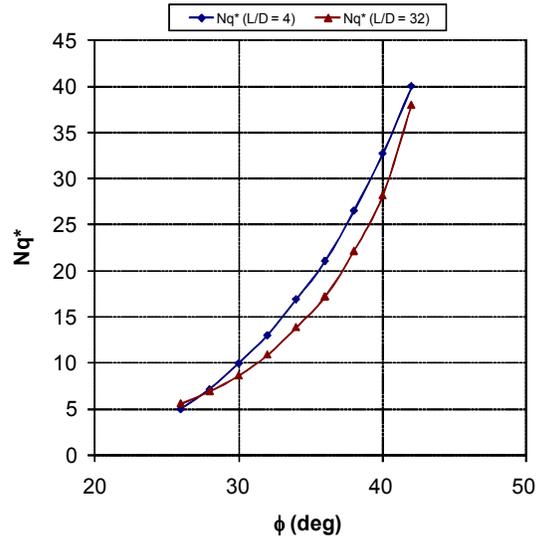
**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE**

	unit�	
Diametro palo	m	0.24
Superficie resistente alla punta	m <sup>2</sup>	0.05
Superficie laterale per lunghezza unitaria	m <sup>2</sup>	0.75
peso specifico del palo	kN/m <sup>3</sup>	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 gi�
3			
4			

**Coefficiente N<sub>q</sub><sup>\*</sup> corrispondente all'insorgere delle prime deformazioni plastiche alla punta**



**FALDA**

	unit�	
Quota livello falda da q.t.p.	m	20.00

**SOVRACCARICO A Q.T.P.**

Tensione totale in testa palo	kN/m <sup>2</sup>	20.0
Tensione efficace in testa palo		20.0

**COEFFICIENTI DI SICUREZZA**

coefficiente γ <sub>b</sub>	1.45
coefficiente γ <sub>s</sub>	1.45
coefficiente γ <sub>st</sub>	1.60
coefficiente c	1.50

Diagramma del carico limite del palo in funzione della lunghezza

