

Struttura Territoriale Emilia Romagna
Viale A. Masini, 8 – 40126 Bologna T [+30] 051 6301111 – F [+39] 051 244970
Pec anas.emiliaromagna@postacert.stradeanas.it – www.stradeanas.it

**S.S. 67 "Tosco–Romagnola"
Adeguamento da Classe al Porto di Ravenna**

PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTISTI: <i>Zollet Ingegneria Srl</i>		GRUPPO DI PROGETTAZIONE			
IL GEOLOGO					
COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE					
VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO <i>Ing. Anna Maria Nosari</i>					
PROTOCOLLO	DATA				

**OPERE D'ARTE MINORI
Cavalcavia di Porto Fuori
Relazione di calcolo delle strutture**

CODICE PROGETTO PROGETTO BO328		NOME FILE T00CV00STRRE01A.doc			REVISIONE	SCALA
		CODICE ELAB. T00CV00STRRE01			A	–
A	EMISSIONE	Settembre 2020	M. Adami	M. Zanchettin	L. Zollet	
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO	



Comune di RAVENNA (RA)

Adeguamento da Classe al Porto di Ravenna
Prestazione di servizi tecnici per la redazione dello studio di
fattibilità tecnica ed economica, progetto definitivo ed esecutivo.

PROGETTO DEFINITIVO

Lavori di adeguamento da Classe al Porto di Ravenna

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

INDICE

1	PREMESSA	5
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
3	DESCRIZIONE DELLE OPERE	8
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	11
4.1	CALCESTRUZZO	11
4.2	ACCIAIO D'ARMATURA	12
4.3	ACCIAIO DA CARPENTERIA METALLICA	12
4.4	DETTAGLI COSTRUTTIVI	13
4.4.1	Dettagli costruttivi per elementi in acciaio da carpenteria	13
4.4.2	Dettagli costruttivi per getti in calcestruzzo	15
4.5	DETERMINAZIONE DELLA CLASSE DI ESECUZIONE	20
5	ASPETTI GEOLOGICI E GEOTECNICI	22
5.1	CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICA	22
5.2	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO	24
6	ANALISI DELLE AZIONI DI PROGETTO	25
6.1	CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI	25
6.2	CARICHI PERMANENTI PORTATI (NON STRUTTURALI)	25
6.3	SPINTA DEL TERRENO SULLE SPALLE E SUI MURI D'ALA	25
6.4	AZIONE DELLA FOLLA	26
6.5	AZIONE DA CARICHI MOBILI	26
6.6	AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO	27
6.7	AZIONE SUI PARAPETTI E URTO DI VEICOLO IN SVIO	27
6.8	AZIONE DEL VENTO	28
6.9	AZIONE DELLA NEVE	34
6.10	AZIONE SISMICA	35
6.10.1	Vita nominale	36
6.10.2	Classe d'uso	36
6.10.3	Periodo di riferimento per l'azione sismica	36
6.10.4	Azioni di progetto	36
6.10.5	Categoria di sottosuolo e categoria topografica	40
6.10.6	Sintesi dei parametri caratterizzanti l'azione sismica	40
6.11	EFFETTI DELLA TEMPERATURA	41
6.11.1	Variazione termica uniforme	41
6.11.2	Variazione termica differenziale trave-soletta	42
6.12	EFFETTI DOVUTI AL RITIRO	42
6.12.1	DETERMINAZIONE DEI PARAMETRI DI RITIRO	42

6.12.2	EFFETTI REOLOGICI	43
6.12.3	CALCOLO DELLA DEFORMAZIONE TOTALE DA RITIRO	46
7	CRITERI DI CALCOLO	49
7.1	SICUREZZA E CALCOLO DELLE PRESTAZIONI ATTESE	49
7.2	VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA	49
7.3	COMBINAZIONI DEI CARICHI	50
8	MODELLAZIONE AGLI ELEMENTI FINITI	53
8.1	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO	53
8.1.1	SEZIONI	56
8.1.2	FASI COSTRUTTIVE	59
8.2	ANALISI SISMICA DELLA STRUTTURA	59
9	RISULTATI DELLE ANALISI	63
9.1	STATO DI SOLLECITAZIONE	63
9.1.1	Soletta di ripartizione	63
9.1.2	Travi d'impalcato a sezione mista	63
9.1.3	Traversi	65
9.1.4	Muri in elevazione delle spalle	66
9.1.5	Contrafforti	68
9.1.6	Platea di fondazione	70
9.1.7	Pali di fondazione	73
9.1.8	stato di DEFORMAZIONE	75
9.2	VERIFICHE STRUTTURALI	78
9.3	VERIFICHE SOLETTA	79
9.4	VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI	81
9.4.1	Verifiche della sezione composta acciaio-calcestruzzo	81
9.4.2	Verifiche dei pioli di connessione	85
9.4.3	Verifiche delle unioni bullonate	85
9.5	VERIFICHE DEI TRAVERSI	99
9.6	VERIFICHE DEI MURI IN ELEVAZIONE DELLE SPALLE	100
9.7	VERIFICHE DEI CONTRAFFORTI	101
9.8	VERIFICHE DELLA PLATEA DI FONDAZIONE	102
9.9	VERIFICHE DEI PALI DI FONDAZIONE	104
9.10	CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DEL PALO DI FONDAZIONE	107
10	VERIFICA DEI MURI D'ALA	108
10.1	CARICHI E COMBINAZIONI DI CARICO	108
10.2	MODELLO DI CALCOLO	110
10.3	RISULTATI DELLE VERIFICHE	118
10.3.1	Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati	131
10.3.2	Verifica alla Stabilità globale muro + terreno	132

10.3.3	Verifica delle sezioni in cemento armato	135
11	CONTROLLO AFFIDABILITA' CODICE DI CALCOLO UTILIZZATO E VERIFICA ATTENDIBILITA' DEI RISULTATI OTTENUTI (AI SENSI DEL § 10.2 DEL D.M. 17.01.2018)	140

1 PREMESSA

La presente relazione illustra i calcoli delle strutture del nuovo sovrappasso di via Stradone da realizzarsi in sostituzione di quello attualmente esistente nell'ambito del progetto definitivo di l'adeguamento del tracciato della S.S.67 da Classe al Porto di Ravenna.

Si tratta di un ponte a campata unica, con luce di calcolo pari a 33.00m, il cui impalcato a sezione mista è costituito da n.8 travi in acciaio (profili HL1100M) e da una soletta in c.a. di spessore 20 cm.

Le spalle sono previste in c.a. con muri di spessore 50 cm irrigiditi con contrafforti ed una fondazione di larghezza 5,70 m e spessore 80 cm fondata su pali trivellati di diametro 50 cm e lunghezza $L=12.00$ m. Ai due lati delle spalle si dipartono i muri d'ala di altezza e spessore del paramento variabile in base alla inclinazione.

Su entrambi i lati della carreggiata stradale è stato previsto un cordolo rialzato di larghezza 3,11 m che ospiterà una sede ciclo-pedonale di larghezza netta 2,50 m.

Per la descrizione dettagliata degli aspetti geometrici di tale opera si rimanda ai successivi capitoli e agli specifici elaborati grafici.

La presente relazione di calcolo delle strutture ha per oggetto le verifiche del sovrappasso, e in particolare, dei seguenti elementi:

Opere di fondazione su pali;

Spalle;

Impalcato composto da travi in carpenteria metallica e soletta superiore collaborante in c.a.;

Muri d'ala per il contenimento del rilevato stradale;

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La progettazione degli elementi strutturali è stata condotta in conformità al quadro legislativo attualmente vigente in merito al dimensionamento delle strutture.

Si riportano nel seguito le leggi ed i regolamenti cui si è fatto riferimento nella progettazione:

- D. M. 17/01/2018 – Aggiornamento alle Norme tecniche per le costruzioni;
- Circolare C.S.LL.PP. 21/01/2019, n.7 - Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al D.M. 17/01/2018.
- D.M. 14/01/2008 - Norme tecniche per le Costruzioni 2008;
- 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;
- UNI EN 1990:2006 13/04/2006 Eurocodice 0 - Criteri generali di progettazione strutturale;
- UNI EN 1991-1-1:2004 01/08/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-1: Azioni in generale - Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici;
- UNI EN 1991-1-2:2004 01/10/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-2: Azioni in generale - Azioni sulle strutture esposte al fuoco;
- UNI EN 1991-1-3:2004 01/10/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve;
- UNI EN 1991-1-4:2005 01/07/2005 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento;
- UNI EN 1991-1-5:2004 01/10/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche;
- UNI EN 1991-1-6:2005 26/09/2005 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-6: Azioni in generale - Azioni durante la costruzione;
- UNI EN 1991-1-7:2006 05/12/2006 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-7: Azioni in generale - Azioni eccezionali;
- UNI EN 1991-2:2005 01/03/2005 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 2: Carichi da traffico sui ponti;
- UNI EN 1992-1-1:2005 24/11/2005 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 1992-1-2:2005 01/04/2005 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio;
- UNI EN 1992-2:2006 26/01/2006 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 2: Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi;
- UNI EN 1993-1-1:2005 01/08/2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 11: Regole

generali e regole per gli edifici;

- UNI EN 1993-1-2:2005 01/07/2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 12: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio;
 - UNI EN 1993-1-8:2005 01/08/2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 18: Progettazione dei collegamenti;
 - UNI EN 1993-1-9:2005 01/08/2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 19: Fatica;
 - UNI EN 1993-2:2007 25/01/2007 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 2: Ponti di acciaio;
 - UNI ENV 1993-5:2002 01/01/2002 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 5: Pali e palancole;
 - UNI EN 1994-1-1:2005 01/03/2005 Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaiocalcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
 - UNI EN 1994-1-2:2005 27/10/2005 Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaiocalcestruzzo - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio;
 - UNI EN 1994-2:2006 12/01/2006 Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaiocalcestruzzo - Parte 2: Regole generali e regole per i ponti;
 - UNI EN 1997-1:2005 01/02/2005 Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali;
 - UNI EN 1998-1:2005 01/03/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici;
 - UNI EN 1998-2:2006 09/02/2006 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 2: Ponti;
 - UNI EN 1998-5:2005 01/01/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici;
- Annessi nazionali degli eurocodici approvati nel 2011.

Il calcolo e le verifiche degli elementi strutturali sono effettuati secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite, in accordo con le NTC2018 e relative specificazioni.

3 DESCRIZIONE DELLE OPERE

L'opera ha una lunghezza totale compresa tra gli assi di appoggio delle travi pari a 33.00 m realizzata in un'unica campata e larghezza complessiva di 11.10 m.

L'impalcato è così costituito:

n°8 travi longitudinali in acciaio da carpenteria metallica a sezione HL1100M poste ad interasse di 1,625 m, vincolate mediante semplici appoggi alle estremità al fine di schematizzare una struttura isostatica e in senso trasversale le travi principali sono collegate da traversi in acciaio da carpenteria metallica a sezione IPE600 posti a passo di 5,50 m a suddividere l'impalcato in n°5 campi centrali, oltre ai due campi di estremità delimitati dai due traversi di testata.

Soletta collaborante superiore in calcestruzzo armato di spessore 20 cm estesa lungo tutta la superficie dell'impalcato. La soletta ha il compito di sopportare localmente i carichi, trasferirli alle strutture principali e poi collaborare con le travi stesse per riportare i carichi sugli appoggi; tuttavia la soletta funge anche da traverso per la ripartizione dei carichi tra le travi principali.

Cordoli laterali in calcestruzzo armato che ospiteranno la sede della pista ciclo-pedonale ed ai quali saranno ancorate le barriere stradali.

Caratteristiche geometriche dell'impalcato

Larghezza impalcato	14,625 m
Larghezza piano carrabile	8,40 m
Larghezza marciapiede sinistro	3,11 m
Larghezza marciapiede destro	3,11 m
Lunghezza travi	33,70 m
Luce di calcolo	33,00 m
Interasse travi	1,625 m
Sbalzo dall'asse trave di bordo sinistra	1,625 m
Sbalzo dall'asse trave di bordo destra (escluse velette)	1,625 m
Spessore soletta	0,20 m
Obliquità	26,73°
Traversi	IPE600

Le spalle laterali avranno le seguenti caratteristiche:

Paramento verticale di altezza 6.62 m e spessore 0,50 m irrigidito con n°5 contrafforti di spessore 40 cm e posti ad interasse di 3,57 m;

Fondazione di larghezza 5,70 m, lunghezza 16,20 m e spessore 0,80 m;

N°36 pali di fondazione cilindrici, a sezione costante, aventi diametro esterno $\Phi 500\text{mm}$ e lunghezza d'infissione 12,00m; essi sono disposti su quattro file, a distanza di 1,50 m, con interasse longitudinale pari a 1.60 m.

I muri d'ala laterali hanno le seguenti caratteristiche:

Paramento verticale di altezza variabile da 1,76 m a 8,26 m e spessore 0,20 m in testa e variabile alla base alla inclinazione del 10% del paramento interno.

Fondazione di larghezza variabile e spessore 0,80 m fondata su pali cilindrici , a sezione costante, aventi diametro esterno $\Phi 500\text{mm}$ e lunghezza d'infissione 12,00m.

Ai lati dell'impalcato sono stati previsti due cordoli, ai quali saranno ancorate le barriere di sicurezza di tipo H3 (eventualmente integrata con barriera fonoassorbente se necessario sul cordolo di destra).

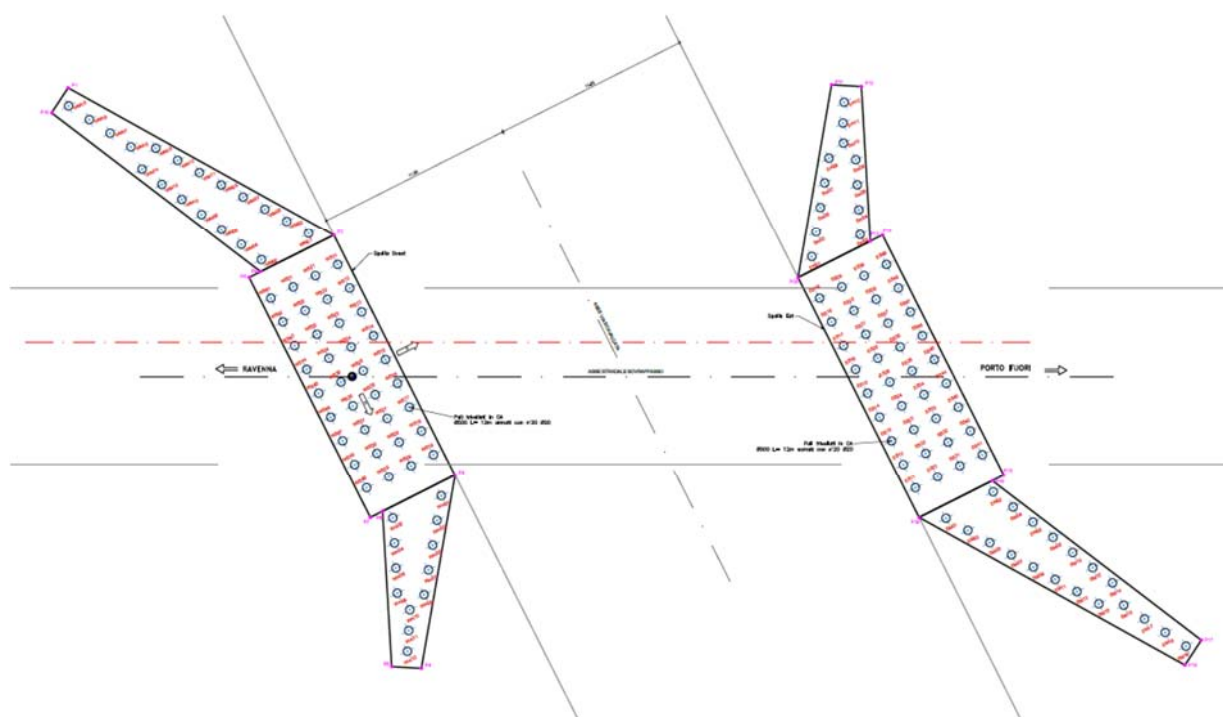


Figura 1: Pianta delle fondazioni

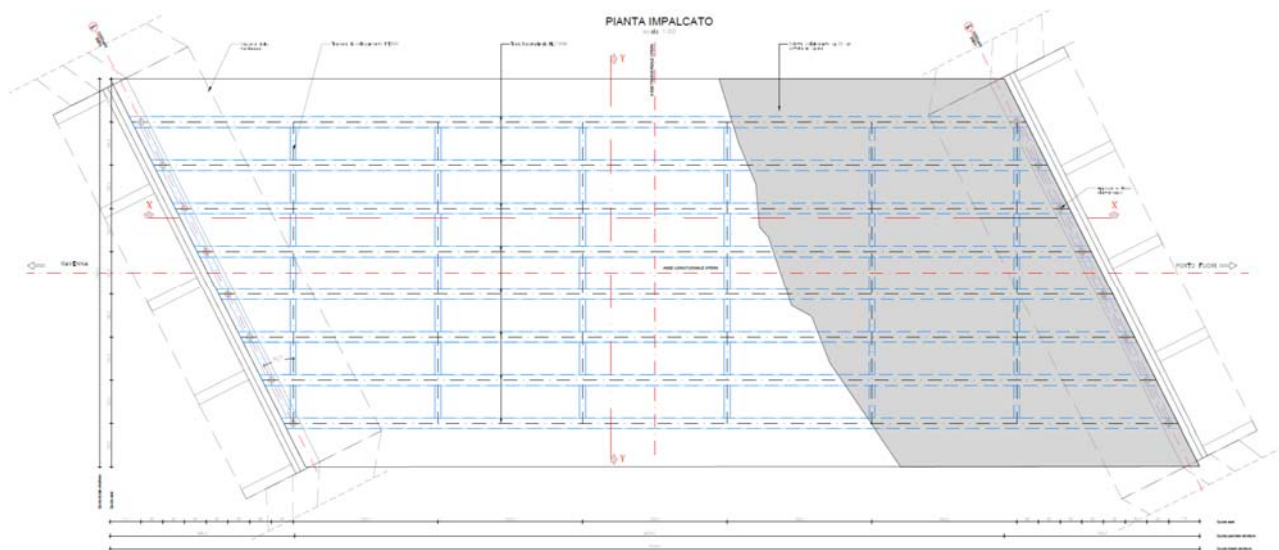


Figura 2: Pianta dell'impalcato

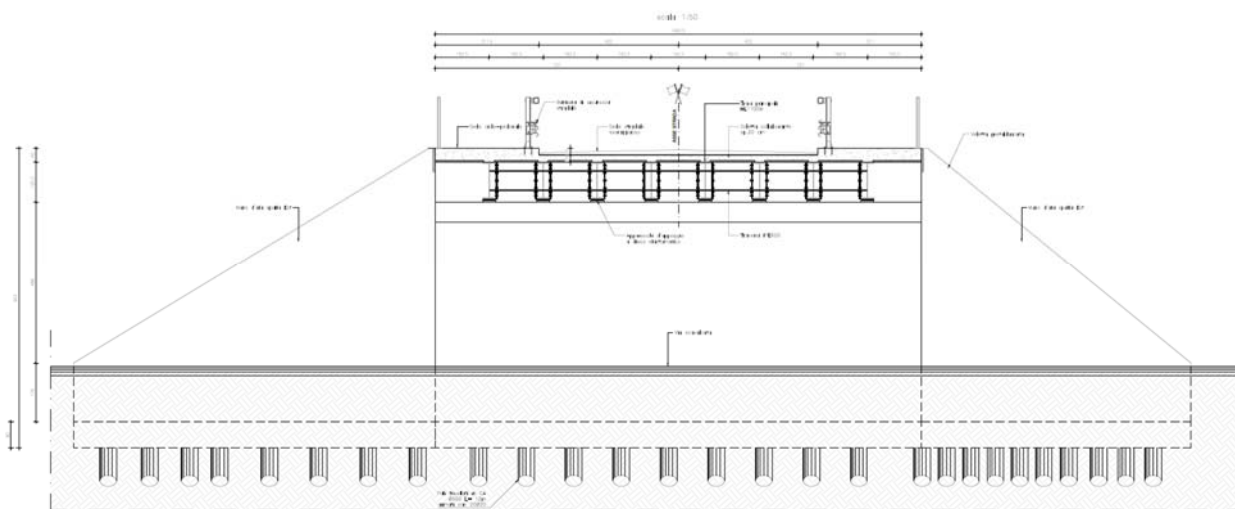


Figura 3: Sezione trasversale

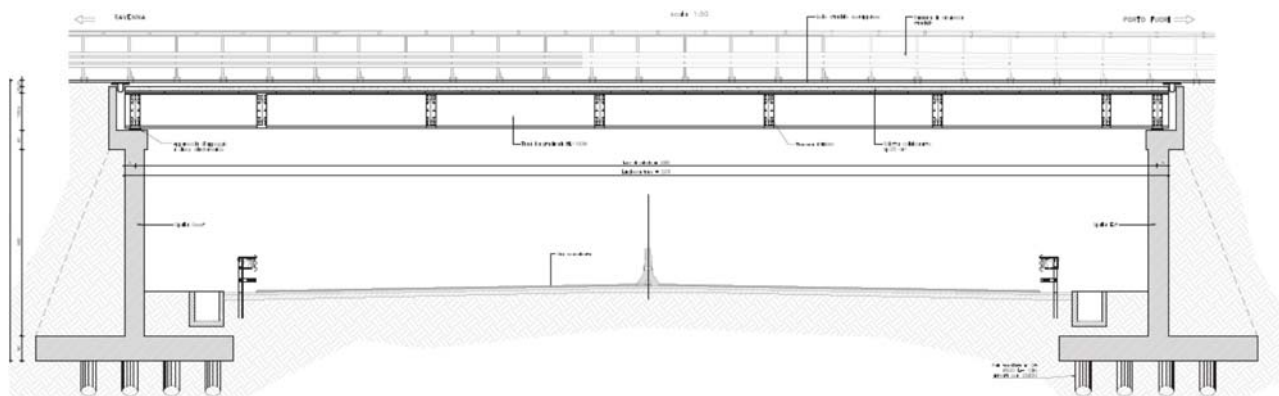


Figura 4: Sezione longitudinale

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Si riportano le caratteristiche dei materiali previsti per le opere in progetto.

1.1 CALCESTRUZZO

Calcestruzzo magro per posa fondazioni

Classe di resistenza		C12/15	
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	12,00	MPa
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	15,00	MPa
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	7,00	MPa

Calcestruzzo per pali di fondazione

Classe di esposizione		XC4	
Classe di resistenza		C45/55	
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	45,65	MPa
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	55,00	MPa
Resistenza cilindrica media	f_{cm}	53,65	MPa
Resistenza media a trazione semplice	f_{ctm}	3,83	MPa
Resistenza media a trazione per flessione	f_{cfm}	4,60	MPa
Modulo elastico medio	E_{cm}	36416	MPa
Coefficiente di Poissn	ν	0,1	
Coefficiente di dilatazione termica	α	0,00001	$^{\circ}C^{-1}$
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	25,87	MPa
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1,79	MPa

Calcestruzzo per strutture delle spalle

Classe di esposizione		XC4+XF2+XF3	
Classe di resistenza		C32/40	
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	33,20	MPa
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	40,00	MPa
Resistenza cilindrica media	f_{cm}	41,20	MPa
Resistenza media a trazione semplice	f_{ctm}	3,10	MPa
Resistenza media a trazione per flessione	f_{cfm}	3,72	MPa
Modulo elastico medio	E_{cm}	33643	MPa

Coefficiente di Poisson	ν	0,1	
Coefficiente di dilatazione termica	α	0,00001	$^{\circ}\text{C}^{-1}$
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	18,81	MPa
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1,45	MPa

Calcestruzzo per soletta impalcato, cordoli

Classe di esposizione		XC ₄ +XF ₄	
Classe di resistenza		C _{32/40}	
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	33,20	MPa
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	40,00	MPa
Resistenza cilindrica media	f_{cm}	41,20	MPa
Resistenza media a trazione semplice	f_{ctm}	3,10	MPa
Resistenza media a trazione per flessione	f_{ctfm}	3,72	MPa
Modulo elastico medio	E_{cm}	33643	MPa
Coefficiente di Poisson	ν	0,1	
Coefficiente di dilatazione termica	α	0,00001	$^{\circ}\text{C}^{-1}$
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	18,81	MPa
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1,45	MPa

1.2 ACCIAIO D'ARMATURA

Acciaio in barre ad aderenza migliorata per c.a.

Tipo		B450C	
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} >$	450	MPa
Tensione caratteristica rottura	$f_{tk} >$	540	MPa
Modulo elastico	E_s	210	GPa
Resistenza di calcolo a trazione	f_{yd}	391	MPa

1.3 ACCIAIO DA CARPENTERIA METALLICA

Acciaio da carpenteria metallica per profilati e piatti

Tipo		S355Jo	
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} >$	355	MPa
Tensione caratteristica rottura	$f_{yk} >$	510	MPa
Modulo elastico	E_s	210	GPa

Modulo elastico tangenziale	G_s	80,8	GPa
Resistenza di calcolo a trazione	f_{yd}	338	MPa

Acciaio per bulloni e dadi

Bulloni Classe		10.9	
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} >$	900	MPa
Tensione caratteristica rottura	$f_{yk} >$	1000	MPa
Acciaio per pioli tipo Nelson			
Classe		S235J2G3+C450	
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} >$	350	MPa
Tensione caratteristica rottura	$f_{yk} >$	450	MPa

1.4 DETTAGLI COSTRUTTIVI

La scelta dei dettagli costruttivi è stata definita in accordo alla classe di esposizione e alla vita nominale di progetto assunta, ed esplicitata nei paragrafi precedenti.

4.1.1 Dettagli costruttivi per elementi in acciaio da carpenteria

L'acciaio non protetto ed esposto agli agenti atmosferici è soggetto alla corrosione. Per evitare danneggiamenti da corrosione, le strutture di acciaio **devono essere protette** per resistere alle sollecitazioni corrosive per tutto il tempo di vita richiesto alla struttura. Ciò si ottiene con idonei *trattamenti superficiali* dei metalli, ovvero attraverso una serie di operazioni volte a mantenere nel tempo le caratteristiche del metallo stesso, in modo da scongiurare o ritardare nel tempo gli effetti della corrosione legati all'esposizione ad un ambiente più o meno aggressivo. E' importante fondamentale quindi che siano scelte soluzioni adeguate al progetto in questione, tra le quali le condizioni iniziali in cui il metallo si trova prima dell'applicazione della protezione e le caratteristiche dell'ambiente.

La tabella che segue riporta le indicazioni ricavate dalla **ISO 9223 - Corrosione dei metalli e loro leghe** e dalla UNI EN ISO 14713 – *Rivestimenti di Zinco, Linee guida e raccomandazioni*.

Classificazione dell'ambiente e velocità di corrosione	Ambienti interni	Ambienti esterni
$r_{corr} [=] \mu\text{m/anno}$ (perdita spessore zinco)		
C1 $r_{corr} \leq 0,1$ non aggressivo	Bassa umidità relativa in ambiente riscaldato, assenza di inquinamento	Zone asciutte o fredde con precipitazioni molto rare con condensa molto limitata o assente
C2 $0,1 < r_{corr} \leq 0,7$ poco aggressivo	Temperature ed umidità relative variabili in ambiente non riscaldato, valori bassi di inquinamento e condensa	Zone temperate con inquinamento contenuto; zone asciutte o fredde con condensa limitata; campagna, paesi o piccole città d'entroterra
C3 $0,7 < r_{corr} \leq 2$ mediamente aggressivo	Moderata presenza di condense e di inquinamento da processi produttivi leggeri	Zona temperata con medi valori di inquinamento (SO_2 fino a $30 \mu\text{g}/\text{m}^3$ oppure media presenza di cloruri); aree urbane, aree costiere con bassa deposizione di cloruri
C4 $2 < r_{corr} \leq 4$ aggressivo	Condense frequenti ed alto livello di inquinamento da processi industriali e piscine sportive	Zona temperata con alto livello di inquinamento (SO_2 fino a $90 \mu\text{g}/\text{m}^3$ - alto livello di cloruri); aree urbane molto inquinate, distretti industriali, aree limitrofe alla costa con alta deposizione di cloruri
C5 $4 < r_{corr} \leq 8$ molto aggressivo	Caverne	Inquinamento molto grave (SO_2 fino a $250 \mu\text{g}/\text{m}^3$); aree con industrializzazione pesante, costruzioni sulla linea di costa

La tabella che segue riporta le indicazioni ricavate dalla **EN ISO 12944 parte 1-8: 2002** - Pitture e vernici. Protezione della corrosione di strutture di acciaio mediante verniciatura.

Classe di corrosività	Perdita massa (g/mm^3)/spessore (μm)				Esempi di ambienti tipici in un clima temperato	
	Acciaio a basso C		Zinco		All'esterno	All'interno
	massa	spess.	massa	spess.		
C1 molto bassa	< 10	< 1,3	< 0,7	< 0,1	-	Edifici riscaldati con atmosfera pulita
C2 bassa	10-200	1,3 -25	0,7-5	0,1-0,7	Ambienti con basso livello di inquinamento	Edifici non riscaldati dove può verificarsi condensa
C3 media	200-400	25 -50	5-15	0,7-2,1	Ambienti con modesto inquinamento	Locali di produzione con alta umidità ed inquinamento
C4 alta	400-650	50 -80	15-30	2,1-4,2	Aree industriali e zone costiere	Impianti chimici, piscine, cantieri costieri
C5-I molto alta	650-1500	80 -200	30-60	4,2-8,4	Aree industriali con umidità e atmosfera aggressiva	Condensa quasi permanente e inquinamento
C5-M marina	650-1500	80 -200	30-60	4,2-8,4	Zone costiere e offshore con alta salinità	Condensa permanente e alto inquinamento

Definita la "vita nominale" della struttura in esame si individua la "**classe corrosività**" dell'ambiente ove sarà ubicata (UNI EN ISO 9223-2012), e la conseguente identificazione della "**durabilità**" dei sistemi di protezione alla corrosione a seconda del tipo di protezione scelta. Per durabilità si intende il tempo previsto di durata dell'efficacia di una protezione anticorrosiva fino al primo importante intervento di manutenzione.

La durata in servizio di una struttura protetta è generalmente superiore alla durata del sistema protettivo adottato. In quest'ottica è necessaria la stesura di un programma di manutenzione, in accordo con l'attuale normativa tecnica, che permetta la fruibilità della struttura per tutto il periodo di riferimento (vita nominale). Il programma deve prevedere una manutenzione ordinaria, da tenersi con cadenza regolare, e una manutenzione straordinaria, da effettuarsi quando

si manifestino le condizioni previste dalle norme.

- **Manutenzione ordinaria:** per prolungare la durata del rivestimento protettivo per tutta la vita nominale della struttura, è necessario eseguire un'ordinaria manutenzione prima che si manifesti qualsiasi traccia di ruggine e preferibilmente appena vengano riscontrati alterazioni del rivestimento protettivo (sforamenti, screpolature, vescicamento, danneggiamenti, ecc...);
- **Manutenzione straordinaria:** la manutenzione straordinaria è da effettuarsi quando si manifestino le condizioni previste dalle norme UNI EN ISO 4628-3 o nell'eventualità di particolari danneggiamenti al rivestimento protettivo.

I sistemi di protezione attualmente più utilizzati sono:

- **Verniciatura** (a liquido o a polvere) UNI EN ISO 12944-1:2001 (*e s.m.i.*)
- **Zincatura a caldo** secondo UNI EN ISO 14713:2010 (*e s.m.i.*)
- **Sistemi misti** (zincatura a caldo + verniciatura)

Alla luce delle indicazioni di cui sopra si può assumere cautelativamente quanto segue.

ELEMENTO	PROTEZIONE vs. CLASSE CORROSIONE
Acciaio da carpenteria in zona "esterna"	ZINCO → C ₄ /C ₅
	VERNICIATURA → C ₄ /C ₅

4.1.2 Dettagli costruttivi per getti in calcestruzzo

Elementi in c.a. qualora esposti agli agenti atmosferici sono soggetti a fenomeni di degrado ben noti. Il **degrado del calcestruzzo** consiste nella perdita delle iniziali prestazioni a seguito di eventi lenti legati all'ambiente al quale il calcestruzzo è esposto. Le cause principali cause del degrado dalla penetrazione di varie sostanze, presenti nell'ambiente nel quale i manufatti sono esposti, che possono essere di origine naturale (acqua marina, aria umida, ecc.) o artificiale (ambienti industriali).

Per garantire la "vita nominale" delle opere in c.a., le norme di settore dettano una serie di dettagli da garantire in funzione all'ambiente in cui la struttura si troverà ad operare ("**classe di esposizione**"). A seguire le indicazioni normative.

Denominazione della Classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione
1 Assenza di rischio di corrosione o attacco		
XO	Per calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo e disgelo, o attacco chimico. Calcestruzzi con armatura o inserti metallici: in ambiente molto asciutto.	Interno di edifici con umidità relativa molto bassa. Calcestruzzo non armato all'interno di edifici. Calcestruzzo non armato immerso in suolo non aggressivo o in acqua non aggressiva. Calcestruzzo non armato soggetto a cicli di bagnato asciutto ma non soggetto ad abrasione, gelo o attacco chimico.
2 Corrosione indotta da carbonatazione Nota - Le condizioni di umidità si riferiscono a quelle presenti nel coprifermo o nel ricoprimento di inserti metallici, ma in molti casi si può considerare che tali condizioni riflettano quelle dell'ambiente circostante. In questi casi la classificazione dell'ambiente circostante può essere adeguata. Questo può non essere il caso se c'è una barriera fra il calcestruzzo e il suo ambiente.		
XC1	Asciutto o permanentemente bagnato	Interni di edifici con umidità relativa bassa. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con le superfici all'interno di strutture con eccezione delle parti esposte a condensa, o immersa in acqua.
XC2	Bagnato, raramente asciutto	Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo.
XC3	Umidità moderata	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici esterne riparate dalla pioggia, o in interni con umidità da moderata ad alta.
XC4	Ciclicamente asciutto e bagnato	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette a alternanze di asciutto ed umido. Calcestruzzo a vista in ambienti urbani. Superfici a contatto con l'acqua non compresa nella classe XC2.
3 Corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare		
XD1	Umidità moderata	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in superfici o parti di ponti e viadotti esposti a spruzzi d'acqua contenenti cloruri.
XD2	Bagnato, raramente asciutto	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in elementi strutturali totalmente immersi in acqua anche industriale contenente cloruri (piscine).
XD3	Ciclicamente asciutto e bagnato	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, di elementi strutturali direttamente soggetti agli agenti disgelanti o agli spruzzi continui di agenti disgelanti. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, elementi con una superficie immersa in acqua contenente cloruri e l'altra esposta all'aria. Parti di ponti, pavimentazioni e parcheggi per auto.

Denominazione della Classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione
4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare		
XS1	Esposto alla salsedine marina ma non direttamente in contatto con l'acqua di mare	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali sulle coste o in prossimità.
XS2	Permanentemente sommerso.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso di strutture marine completamente immerse in acqua.
XS3	Zone esposte agli spruzzi oppure alla marea.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali esposti alla battigia o alle zone soggette agli spruzzi ed onde del mare.
5 Attacco di cicli gelo/disgelo con o senza disgelanti *)		
XF1	Moderata saturazione d'acqua, in assenza di agente disgelante	Superfici verticali di calcestruzzo con facciate e colonne esposte alla pioggia ed al gelo. Superfici non verticali e non soggette alla completa saturazione ma esposte al gelo alla pioggia o all'acqua.
XF2	Moderata saturazione d'acqua in presenza di agente disgelante	Elementi come parti di ponti che in altro modo sarebbero classificati come XF1 ma che sono esposti direttamente o indirettamente agli agenti disgelanti.
XF3	Elevata saturazione d'acqua in assenza di agente disgelante	Superfici orizzontali in edifici dove l'acqua può accumularsi e che possono essere soggette ai fenomeni di gelo, elementi soggetti a frequenti bagnature ed esposti al gelo.
XF4	Elevata saturazione d'acqua in presenza di agente antigelo oppure acqua di mare	Superfici orizzontali quali strade o pavimentazioni esposte al gelo ed ai sali disgelanti in modo diretto o indiretto, elementi esposti al gelo e soggetti a frequenti bagnature in presenza di agenti disgelanti o di acqua di mare.
6 Attacco chimico **)		
XA1	Ambiente chimicamente debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Contenitori di fanghi e vasche di decantazione. Contenitori e vasche per acque reflue.
XA2	Ambiente chimicamente moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di terreni aggressivi.
XA3	Ambiente chimicamente fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di acque industriali fortemente aggressive. Contenitori di foraggi, mangimi e liquami provenienti dall'allevamento animale. Torri di raffreddamento di fumi e gas di scarichi industriali.

*) Il grado di saturazione della seconda colonna riflette la relativa frequenza con cui si verifica il gelo in condizioni di saturazione:
- moderato: occasionalmente gelato in condizioni di saturazione
- elevato: alta frequenza di gelo in condizioni di saturazione.

**) Da parte di acque del terreno e acque fluenti.

Figura 5: Classi di esposizione strutture in c.a. secondo UNI 111040:2016

Definita la "classe di esposizione" si devono conseguentemente definire alcuni aspetti rispetto il "confezionamento del CLS" come a seguire.

Aggiunta tipo II		k	Denominazione del tipo di cemento (UNI EN 197-1)	Rapporto in massa aggiunta/cemento ^{a)}	Rapporto acqua/cemento	Requisiti aggiuntivi
Ceneri volanti UNI EN 450-1	0,4	CEM I		$\leq 0,33$	-	-
		CEM II/A		$\leq 0,25$		
	0,2 ^{b)}	CEM III/A CEM IV/A (P) CEM V/A (S-P)		$\leq 0,25$	-	Classe di resistenza del cemento: 32,5 N 32,5 R 42,5 N 42,5 R
Fumi di silice UNI EN 13263-1 ^{e)}	Classe 1 ^{c)}	2,0	CEM I CEM II/A ^{d)}	$\leq 0,11$	$\leq 0,45$	-
		2,0			$>0,45$	Tutte le classi di esposizione tranne XC e XF
		1,0			$>0,45$	Classi di esposizione XC e XF
Loppa d'altoforno granulata macinata UNI EN 15167-1		0,6	CEM I CEM II/A	$\leq 1,0$	-	-

a) E' consentito utilizzare un rapporto aggiunta/cemento maggiore, ma in tali casi non si può tener conto del quantitativo di aggiunta eccedente il limite specificato ai fini del calcolo del rapporto massimo acqua/(cemento+k aggiunta) e del contenuto minimo di (cemento + k aggiunta).
b) Il valore riportato deriva da sperimentazioni nazionali su ceneri volanti di categoria A.
c) Il quantitativo di cemento non deve essere ridotto più di 30 kg/m³ al di sotto del contenuto minimo di cemento richiesto per la classe di esposizione pertinente (prospetto 5).
d) Eccetto cemento Portland composito ai fumi di silice.
e) Per i fumi di silice di classe 2 non sono stabilite dalla presente norma regole per l'uso del concetto del valore k .

Figura 6: Contenuti minimi del cemento e delle eventuali aggiunte secondo UNI 11104:2016

Tipologie di aggregato		Classe di resistenza	% massima di sostituzione													
			Classe di esposizione													
			X0	XC1 XC2 XC3	XC4	XS1	XS2 XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2 XF3 XF4	XA1	XA2	XA3	
Tipo A	$R_{c90}, R_{cu95}, R_{b10}, R_{a1}, FL_{2-}, R_{g1}$	$\geq C12/15$ $\leq C20/25$	60%	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		$\leq C30/37$	30%	30%	-	-	-	20%	-	-	-	20%	20%	-	-	
		$\leq C45/55$	20%	20%	20%	20%	20%	20%	20%	20%	20%	20%	20%	20%	20%	
Tipologie di aggregato		Classe di resistenza	% massima di sostituzione													
			Classe di esposizione non applicabile													
Tipo A	$R_{c90}, R_{cu95}, R_{b10}, R_{a1}, FL_{2-}, R_{g1}$	C8/10	$\leq 100\%$													
Tipo B	$R_{c50}, R_{cu70}, R_{b30}, R_{a5}, FL_{2-}, XR_{g2}$															

Rc: calcestruzzo, prodotti di calcestruzzo e malta;
Ru: aggregati non legati, aggregati naturali, aggregati legati con leganti idraulici;
Rb: frammenti di mattoni o tegole in argilla, frammenti di mattoni silicei, frammenti di calcestruzzo aerato non galleggiante;
Ra: materiali bituminosi;
Rg: vetro;
FL: materiale lapideo galleggiante (in volume);
X: altri materiali: coesivi (argilla e terra); metalli ferrosi e non ferrosi; gesso, plastica e gomma, legno non galleggiante.

Figura 7: Tipologia di aggregato secondo UNI 11104:2016

	Classi di esposizione																	
	Nessun rischio di corrosione dell'armatura	Corrosione delle armature indotta dalla carbonatazione				Corrosione delle armature indotta da cloruri						Attacco da cicli di gelo/disgelo				Ambiente aggressivo per attacco chimico		
		X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2
Massimo rapporto a/c	-	0,60	0,55	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45	0,50	0,50	0,45	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45
Minima classe di resistenza	C12/15	C25/30	C30/37	C32/40	C32/40	C35/45	C30/37	C32/40	C35/45	C32/40	C25/30	C30/37	C30/37	C32/40	C35/45	C30/37	32/40	35/45
Minimo contenuto in cemento (kg/m^3) ^{d)}	-	300	320	340	340	360	320	340	360	320	340	360	320	340	360	320	340	360
Contenuto minimo in aria (%)														4,0 ^{a)}				
Altri requisiti						E' richiesto l'utilizzo di cementi resistenti all'acqua di mare secondo UNI 9156						E' richiesto l'utilizzo di aggregati conformi alla UNI EN 12620 di adeguata resistenza al gelo/disgelo				In caso di esposizione a terreno o acqua del terreno contenente solfati nei limiti del prospetto 2 della UNI EN 206:2014, è richiesto l'impiego di cementi resistenti ai solfati ^{b)}		

a) Quando il calcestruzzo non contiene aria inglobata, le sue prestazioni devono essere verificate rispetto ad un calcestruzzo aerato per il quale è provata la resistenza al gelo/disgelo, da determinarsi secondo UNI CEN/TS 12390 -9, UNI CEN/TR 15177 o UNI 7087 per la relativa classe di esposizione. Il valore minimo di aria inglobata del 4% può ritenersi adeguato per calcestruzzi specificati con $D_{\text{upper}} > 20\text{mm}$; per D_{upper} inferiori il limite minimo andrà opportunamente aumentato (ad esempio 5% per D_{upper} tra 12 mm e 16 mm).

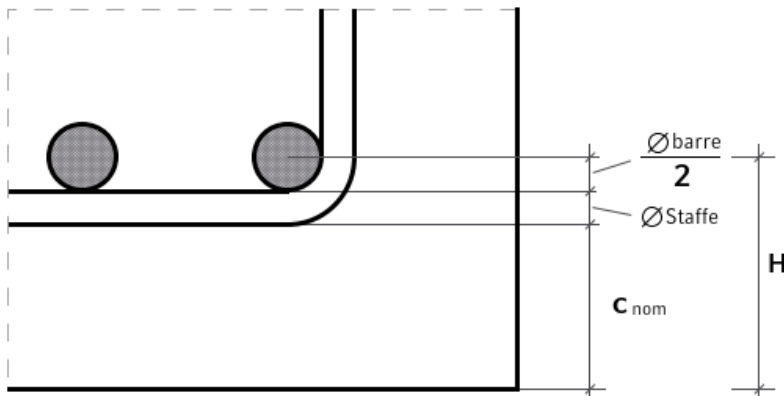
b) Qualora si ritenga opportuno impiegare calcestruzzo aerato anche in classe di esposizione XF1 si adottano le specifiche di composizione prescritte per le classi XF2 e XF3.

c) Cementi resistenti ai solfati sono definiti dalla UNI EN 197-1 e su base nazionale dalla UNI 9156. La UNI 9156 classifica i cementi resistenti ai solfati in tre classi: moderata, alta e altissima resistenza solfatica. La classe di resistenza solfatica del cemento deve essere prescelta in relazione alla classe di esposizione del calcestruzzo secondo il criterio di corrispondenza della UNI 11417-1.

d) Quando si applica il concetto di valore k il rapporto massimo a/c e il contenuto minimo di cemento sono calcolati in conformità al punto 5.2.2.

Figura 8: Requisiti minimi del calcestruzzo per ciascuna classe di esposizione ambientale secondo UNI 11104:2016

Dalla "classe di esposizione" si ricavano le indicazioni sul **copriferro** come a seguire. Si fa riferimento all'EC2.



$$c_{\text{nom}} = c_{\text{min}} + \Delta c_{\text{dev}}$$

Requisito ambientale per $c_{min,dur}$ (mm)							
Classe strutturale	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Figura 9: Coprifetto minimo $c_{min,dur}$ per acciaio da armatura ordinaria secondo EC2

Classe Strutturale							
Criterio	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1	XD2 / XS1	XD3 / XS2 / XS3
Vita utile di progetto di 100 anni	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi
Classe di resistenza ^{1) 2)}	$\geq C30/37$ ridurre di 1 classe	$\geq C30/37$ ridurre di 1 classe	$\geq C35/45$ ridurre di 1 classe	$\geq C40/50$ ridurre di 1 classe	$\geq C40/50$ ridurre di 1 classe	$\geq C40/50$ ridurre di 1 classe	$\geq C45/55$ ridurre di 1 classe
Elemento di forma simile ad una soletta (posizione delle armature non influenzata dal processo costruttivo)	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe
È assicurato un controllo di qualità speciale della produzione del calcestruzzo	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe

Figura 10: Modifiche del copriferro minimo in riferimento alle classi strutturali, vita nominale etc. secondo EC2

Si adottano pertanto, relativamente ad ogni elemento strutturale, i seguenti valori di copriferro:

Platee di fondazione: $c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 40 + 10 = 50\text{mm}$

Elevazioni spalle: $c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 25 + 10 = 35\text{mm}$

Soletta impalcato: $c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 35 + 10 = 45\text{mm}$

1.5 DETERMINAZIONE DELLA CLASSE DI ESECUZIONE

La classe di esecuzione della struttura metallica è stata valutata in accordo a quanto indicato nella **UNI EN 1090**, e nel rispetto di quei fattori di esecuzione (*Classe di importanza, Categoria di servizio e Categoria di produzione*) che influenzano l'affidabilità complessiva della costruzione e che sono riportati nelle tabelle seguenti.

CLASSE DI CONSEGUENZA (CCi)	DESCRIZIONE	ESEMPI
CC3	Gravi conseguenze per perdite di vite umane, economiche o sociali. Oppure gravi conseguenze per l'ambiente.	Tribune coperte, edifici pubblici, ove le conseguenze di errori sono alte (Esempio: sale di concerti).
CC2	Conseguenze di media entità per perdite di vite umane, economiche, sociali, oppure considerevoli conseguenze per l'ambiente.	Costruzioni residenziali oppure per uffici, uffici pubblici ove le conseguenze in caso di fallimento sono medie (Costruzioni di uffici).
CC1	Lievi conseguenze per perdite di vite umane, economiche, sociali, oppure basse o trascurabili conseguenze per l'ambiente.	Costruzioni agricole dove le persone normalmente non entrano (esempio: Magazzini, serre).

CATEGORIA DI SERVIZIO (SC)	DEFINITE IN BASE ALLE SOLLECITAZIONI PREVISTE (dinamiche / statiche)
SC1	Strutture e componenti progettati per azioni quasi-statiche (Esempio: Edifici) Strutture e componenti per connessioni progettate per resistere ad azioni sismiche in regioni a bassa intensità sismica e DCL Strutture e componenti progettati per azioni a fatica da gru (Classe S0)
SC2	Strutture e componenti progettati per azioni a fatica in accordo con EN 1993 (Esempio: ponti ferroviari e stradali, gru (da S1 a S9), strutture suscettibili a vibrazioni determinate dall'azione del vento, gru oppure macchine con funzione rotazionale) Strutture e componenti le cui connessioni sono progettate per azioni sismiche in regioni con medio ed alto rischio sismico e in DCM e DCH

Legenda:
 DCL: Comportamento strutturale poco dissipativo (EN 1998 – Prospetto 6.1)
 DCM: Comportamento strutturale mediamente dissipativo (EN 1998 – Prospetto 6.1)
 DCH: Comportamento strutturale altamente dissipativo (EN 1998 – Prospetto 6.1)

CATEGORIA DI PRODUZIONE (PC)	DEFINITE IN BASE ALLE TECNOLOGIE PRODUTTIVE
PC1	Componenti non saldati e realizzati con qualunque grado di acciaio Componenti saldati realizzati con acciaio di grado inferiore a S355
PC2	Componenti saldati realizzati con acciaio di grado S355 e superiore Componenti essenziali per l'integrità strutturale che vengono assemblati tramite saldatura sulla costruzione in situ Componenti con formatura a caldo oppure che abbiano ricevuto un trattamento termico durante la produzione Componenti di tralicci CHS che richiedono tagli e profilature

Tabella di determinazione della classe di esecuzione							
Classi di conseguenza		CC1		CC2		CC3	
Categorie di servizio		SC1	SC2	SC1	SC2	SC1	SC2
Categorie di produzione	PC1	EXC1	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3	EXC3
	PC2	EXC2	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3	EXC4
La classe di esecuzione EXC4 deve essere scelta in caso di strutture con estreme conseguenze determinate dal cedimento della struttura, in base a disposizioni legislative.							

Per la struttura in oggetto si assume una classe di conseguenza CC₃, una categoria di servizio SC₂ e una categoria di produzione PC₂ pertanto la struttura va realizzata in classe di esecuzione EXC₄.

5 ASPETTI GEOLOGICI E GEOTECNICI

Per quanto concerne la definizione degli aspetti geologici, geomorfologici e di caratterizzazione sismica del sito si fa riferimento alla Relazione geologica-geotecnica che è parte integrante del presente progetto e alla quale si rimanda per maggiori dettagli sulle stratigrafie.

L'area in esame è stata caratterizzata dal punto di vista geognostico, mediante l'esecuzione delle seguenti indagini in corrispondenza della zona di realizzazione del sovrappasso in progetto:

N° 2 prove penetrometriche statica CPTU fino ad una profondità di 25,25 m;

N° 1 sondaggio a carotaggio continuo fino ad una profondità di 30 m con prova SPT eseguita nel foro del sondaggio;

1.6 CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICA

Le prove effettuate nel tratto analizzato avvalorano il risultato ottenuto con il sondaggio SN₁ ed evidenziano una caratterizzazione pressoché omogenea dei terreni interessati dall'intervento.

Nello specifico, dopo un primo strato di 50 cm di terreno vegetale che verrà rimosso, il terreno è stato suddiviso in strati prevalentemente sabbiosi, intercalati da limi e argille, alternati e con diversi spessori. Dopo un primo strato di sabbia fine limosa debolmente argillosa e un secondo di limo sabbioso con presenza di materiale organico, verso i 10 metri di profondità è presente un banco sabbioso moderatamente addensato di circa 10-15 m di spessore. Dopodiché si susseguono strati di limo sabbioso e in seguito di sabbia limosa.

La linea di falda individuata con le prove penetrometriche e con il sondaggio si attesta attorno a 1-2 m dal piano campagna in funzione delle diverse prove CPTU.

Di seguito viene riportata la stratigrafia individuata dallo studio delle varie prove esposte con tabella riassuntiva dei parametri che caratterizzano i diversi strati di terreno.

Livelli	Profondità [m]	Spessore [m]	Classificazione terreno	Note	Dati forniti e calcolati		
1	0,50	2,00	Sabbia fine limosa debolmente argillosa, sciolta, da umida a satura, poco coerente, di colore da marrone avana a grigio	Si utilizzano i dati relativi alla SPT1 (m 1,70-2,15)	γ_{dry} [t/m ³] e [KN/m ³]	1,38	13,53
	SPT 1,70				γ_{sat} [t/m ³] e [KN/m ³]	1,86	18,24
					α	4,00	
					q_c medio [kg/cm ²] e [kPa]	59,14	5800
					PP [kg/cm ²]	1,40	
					C_u [kg/cm ²]	0,20	
					M [kPa]	23200,00	
					m_v [kPa ⁻¹]	0,0000431	
					v	0,35	
					Φ' [°]	24,00	
E' [kPa]	23200,00						
G' [kPa]	8592,59						
2	2,50	8,50	Da limo sabbioso a sabbia limosa, moderatamente coerente, da sciolta a poco addensata, nei tratti marcatamente coesivi consistente e plastico, da umido a saturo, di colore grigio. Sono presenti dei tratti ricchi di materia organica: - da 6,8 m a 7,2 m; da 8,7 m a 9,1 m.	Si utilizzano i dati relativi alla SPT2 (m 4,50-4,95) SPT3 (m 7,00-7,45)	γ_{sat} [t/m ³] e [KN/m ³]	1,86	18,24
	SPT 4,50 SPT 7,00				γ' [t/m ³] e [KN/m ³]	0,86	8,43
					α	3,00	
					q_c medio [kg/cm ²] e [kPa]	59,14	5800
					E_{ed} [kPa]	17400,00	
					v	0,30	
					Dr [%]	30,00	
					Φ' [°]	28,00	
					E' [kPa]	17400,00	
					G' [kPa]	6692,31	
3	11,00	14,60	Sabbia limosa, a tratti limo con sabbia, coerente, moderatamente addensata, da umida a satura, di colore grigio.	Si utilizzano i dati relativi alla SPT4 (m 12,50-12,95) SPT5 (m 15,00-15,45) SPT6 (m 18,00-18,45) SPT7 (m 21,00-21,45) SPT8 (m 24,00-24,45) Si utilizzano i dati relativi al campione C1 (m 12,00-12,50)	γ_{sat} [t/m ³] e [KN/m ³]	2,04	20,03
	CS 12,80 SPT 12,50 SPT 15,00 SPT 18,00 SPT 21,00 SPT 24,00				γ' [t/m ³] e [KN/m ³]	1,04	10,22
					W [%]	-	
					W_L [%]	N.D.	
					W_P [%]	N.D.	
					I_p [%]	N.C.	
					I_L [%]	N.C.	
					α	2,50	
					q_c medio [kg/cm ²] e [kPa]	61,18	6000
					E_{ed} [kPa]	15000,00	
					v	0,25	
					Dr [%]	71,00	
					Φ' [°]	32,00	
E' [kPa]	12500,00						
G' [kPa]	5000,00						
4	25,60	9,40	Limo sabbioso e argilloso, da poco coerente a coerente, da umido a saturo, da molto consistente a consistente, di colore ocra chiaro e grigiastro.	Si utilizzano i dati relativi alla SPT9 (m 27,00-27,45) SPT10 (m 30,00-30,45)	γ_{dry} [g/cm ³] e [KN/m ³]	1,72	16,87
	SPT 27,00 SPT 30,00				γ_{sat} [g/cm ³] e [KN/m ³]	2,05	20,10
					α	2,00	
					q_c medio [kg/cm ²] e [kPa]	28,04	2750
					PP [kg/cm ²]	1,95	
					C_u [kg/cm ²]	1,90	
					M [kPa]	5500,00	
					m_v [kPa ⁻¹]	0,000182	
					v	0,35	
					Φ' [°]	28,00	
E' [kPa]	5500,00						
G' [kPa]	2037,04						
5	35,00	5,00	Sabbia limosa, coerente, moderatamente addensata, da umida a satura, di colore grigio.		γ_{sat} [gr/cm ³] e [KN/m ³]	1,94	19,00
	40,00				γ' [gr/cm ³] e [KN/m ³]	0,94	9,19
					α	2,50	
					q_c medio [kg/cm ²] e [kPa]	32,11	3150,00
					E_{ed} [kPa]	7875,00	
					v	0,25	
					Dr [%]	65,00	
					Φ' [°]	34,00	
					E' [kPa]	6562,50	
G' [kPa]	2625,00						

1.7 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

Il sottosuolo su cui insiste la struttura oggetto del presente progetto può essere assimilabile ad un **sottosuolo di categoria C** in conformità a quanto previsto nella Tabella 3.2.II delle N.T.C. di cui al D.M. 17/01/2018.

La categoria topografica è invece classificabile come **Categoria T1** secondo la Tabella 3.2.III delle suddette norme.

6 ANALISI DELLE AZIONI DI PROGETTO

Si procede alla analisi dei carichi caratteristici agenti sull'impalcato con riferimento alla sezione trasversale riportata qui di seguito.



1.8 CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI

Trave principali HL1100M		4,33 kN/m
Traversi IPE600		1,22 kN/m
Incidenza piastrame e bulloneria (15%)		0,83 kN/m
Soletta collaborante in c.a. sp.20 cm	$0,20 \cdot 25 =$	5 kN/m ²

1.9 CARICHI PERMANENTI PORTATI (NON STRUTTURALI)

Pacchetto stradale ($h_{media} = 12\text{cm}$)	$0,12 \cdot 21,00 =$	2,52 kN/m ²
Cordoli laterali ($h = 20\text{cm}$)	$2,3 \cdot 0,20 \cdot 20 =$	11,50 kN/m
Barriere sicurvia		1,00 kN/m
Velette		1,38 kN/m

1.10 SPINTA DEL TERRENO SULLE SPALLE E SUI MURI D'ALA

La spinta del terreno sulle spalle e sui muri d'ala è calcolata secondo la classica formulazione della pressione litostatica:

$$\sigma = K_0 \cdot \gamma \cdot z, \text{ dove:}$$

$K_0 = 0,50$ è il coefficiente di spinta a riposo utilizzato poiché la struttura può considerarsi impedita di muoversi;

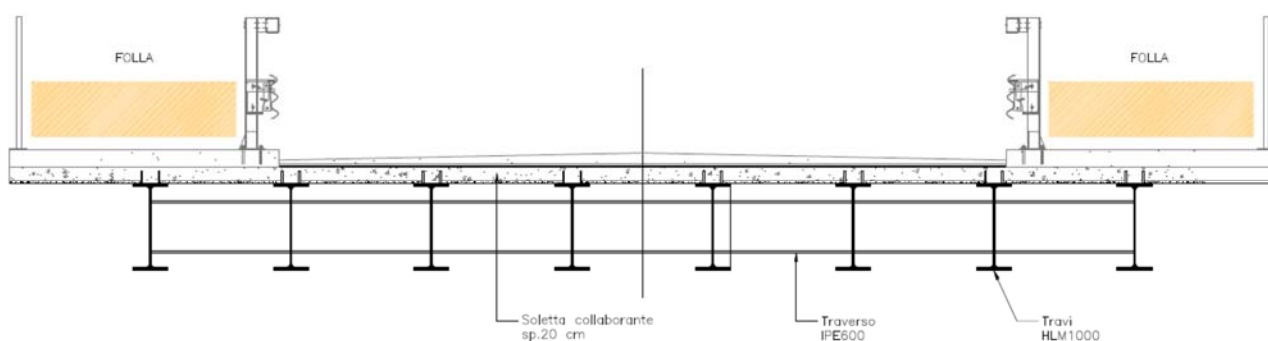
$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ è il peso per unità di volume del terreno;

z è la profondità rispetto alla quota sommitale del terreno del rilevato stradale;

Non si considera la spinta dell'acqua poiché il livello della falda si trova a circa -1,5 m dal piano di campagna posto alla quota della strada sottostante.

1.11 AZIONE DELLA FOLLA

Il D.M. 17/01/2020 per i ponti di prima categoria prevede quale carico della folla uniformemente ripartito il valore di combinazione di $2,50 \text{ kN/m}^2$, secondo lo schema 5.



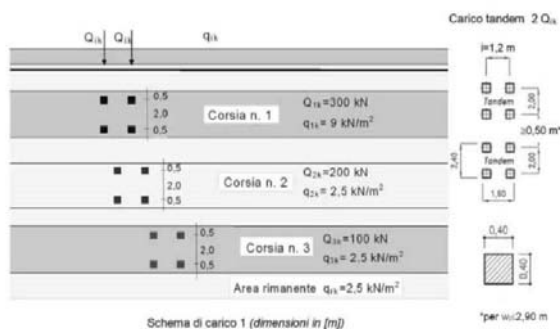
1.12 AZIONE DA CARICHI MOBILI

I carichi variabili da traffico per i ponti di 1° categoria, sono dati in base al D.M. 17/01/2018 gennaio 2008 - Capitolo 5. La larghezza della sede stradale è di 8,40 m e il numero di colonne di carico da considerare è 2 di larghezza pari a 3,00m, caricate nel modo seguente:

1^ colonna di carico costituita da carichi concentrati su due assi in tandem con valore per asse pari a $Q_{1k} = 300 \text{ kN}$ e un carico liberamente distribuito di valore pari a $q_{1k} = 9,00 \text{ kN/m}^2$.

2^ colonna di carico costituita da carichi concentrati su due assi in tandem con valore per asse pari a $Q_{2k} = 200 \text{ kN}$ e un carico liberamente distribuito di valore pari a $q_{2k} = 2,50 \text{ kN/m}^2$.

Un carico distribuito di valore pari a $q_{rk} = 2,50 \text{ kN/m}^2$ nell'area rimanente

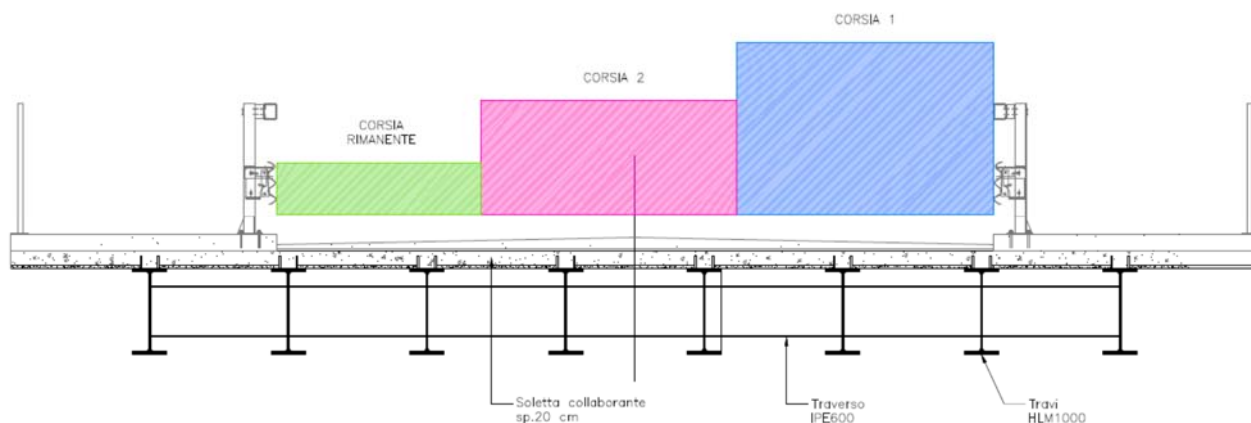


Condizioni di carico trasversali

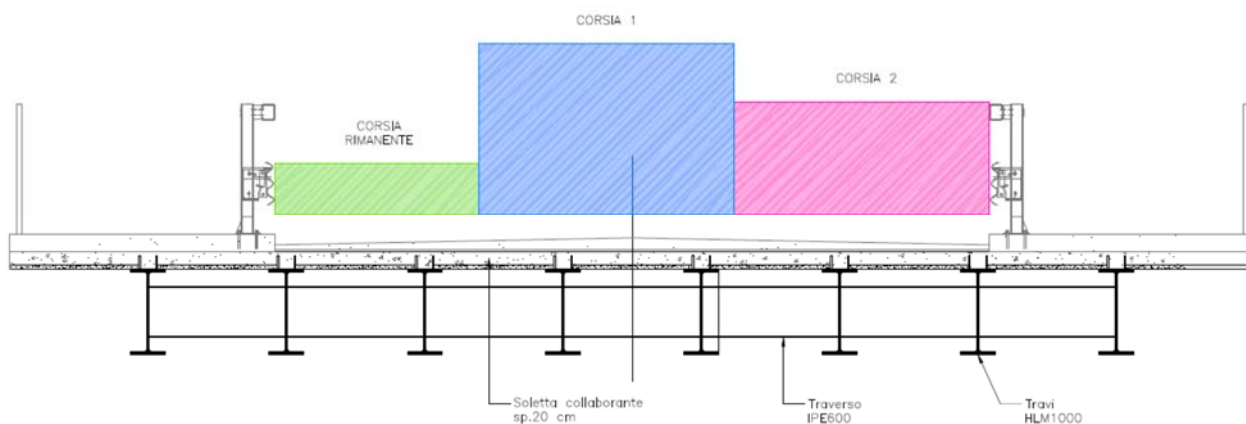
Si considerano le seguenti condizioni di carico trasversali tali da determinare le condizioni di carico più gravose.

Il software di calcolo permette di analizzare le azioni dei carichi mobili in movimento sullo sviluppo longitudinale dell'impalcato in modo da individuare le condizioni più sfavorevoli per i dimensionamento di ogni elemento.

- Condizione 1: carichi accidentali da traffico applicati in modo da sbilanciare la prima corsia di carico su un lato dell'impalcato.



- Condizione 2: carichi accidentali da traffico applicati in modo che la prima corsia di carico gravi al centro della sede stradale.



1.13 AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO

Secondo quanto riportato nel D.M. 17/01/2018, la forza orizzontale dovuta al frenamento dei veicoli viene identificata come:

$$180 \text{ kN} \leq 0,60 \cdot 2 \cdot Q_{1k} + 0,10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

$$q_3 = 0,60 \cdot (2 \times 300) + 0,10 \cdot 9,00 \cdot 3,00 \cdot 33 = 449,10 \text{ kN}$$

1.14 AZIONE SUI PARAPETTI E URTO DI VEICOLO IN SVIO

Secondo quanto riportato nel D.M. 17/01/2018, si considera una forza orizzontale sulle barriere di sicurezza dovuta all'urto di un veicolo in svio pari a 200 kN.

1.15 AZIONE DEL VENTO

Dati di progetto

Comune dove è sito l'edificio	Ravenna
Provincia dove è sito l'edificio	Ravenna
Altitudine (m.s.l.m.)	4

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici. Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte alle azioni statiche equivalenti definite successivamente. Peraltro, per le costruzioni di forma o tipologia inusuale, oppure di grande altezza o lunghezza, o di rilevante snellezza e leggerezza, o di notevole flessibilità e ridotte capacità dissipative, il vento può dare luogo ad effetti la cui valutazione richiede l'uso di metodologie di calcolo e sperimentali adeguate allo stato dell'arte e che tengano conto della dinamica del sistema.

La velocità di riferimento v_b è il valore caratteristico della velocità del vento a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II, mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni. In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche v_b è data dall'espressione:

$$v_b = v_{b,0} \quad \text{per } a_s < a_0$$

$$v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0) \quad \text{per } a_0 < a_s < 1500$$

dove:

$v_{b,0}$, a_0 , k_a sono parametri forniti nella tabella e legati alla regione in cui sorge la costruzione in esame, in funzione delle zone definite in figura seguente; a_s è l'altitudine sul livello del mare (in m) del sito dove sorge la costruzione.

Città	Regione	Zona	a_s [m]	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	K_a [1/s]	v_b [m/s]
Ravenna	Emilia Romagna	II	4	25	750	0,015	25



Le azioni statiche del vento sono costituite da pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici, sia esterne che interne, degli elementi che compongono la costruzione. L'azione del vento sul singolo elemento viene determinata considerando la combinazione più gravosa della pressione agente sulla superficie esterna e della pressione agente sulla superficie interna dell'elemento. Nel caso di costruzioni o elementi di grande estensione, si deve inoltre tenere conto delle azioni tangenti esercitate dal vento. L'azione d'insieme esercitata dal vento su una costruzione è data dalla risultante delle azioni sui singoli elementi, considerando come direzione del vento, quella corrispondente ad uno degli assi principali della pianta della

costruzione; in casi particolari, come ad esempio per le torri a base quadrata o rettangolare, si deve considerare anche l'ipotesi di vento spirante secondo la direzione di una delle diagonali.

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_b C_e C_p C_d$$

dove:

q_b è la pressione cinetica di riferimento;

C_e è il coefficiente di esposizione

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.

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

$$p_f = q_b C_e C_f$$

dove:

q_b è la pressione cinetica di riferimento;

C_e è il coefficiente di esposizione

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

La pressione cinetica di riferimento q_b (in N/m^2) è data dall'espressione:

$$p_f = \frac{1}{2} \rho v_b^2$$

dove:

v_b è la velocità di riferimento del vento [in m/s];

ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente pari a 1,25 kg/m³

Nel caso in esame vale $q_b=390,63$ N/m²

Il coefficiente di esposizione C_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. In assenza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione, per altezze sul suolo non maggiori di $z = 200$ m, esso è dato dalla formula:

$$C_e(z) = k_r^2 C_t \ln(z/z_0) [7 + C_t \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z > z_{\min}$$

$$C_e(z) = C_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

dove:

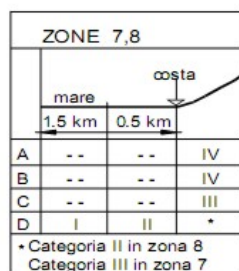
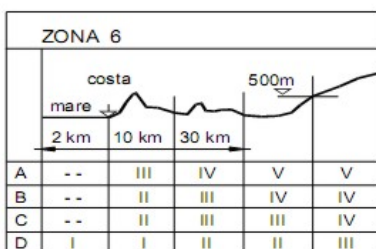
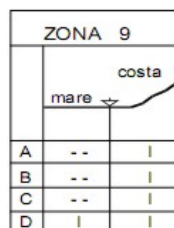
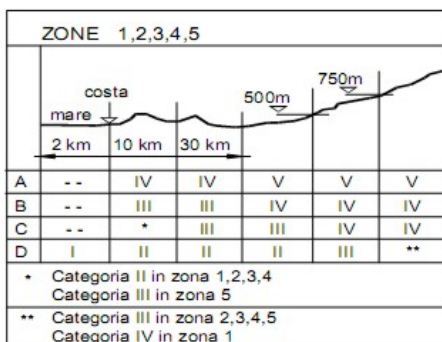
k_r , z_0 , z_{\min} sono assegnati nella Tabella che segue in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;

C_t è il coefficiente di topografia;

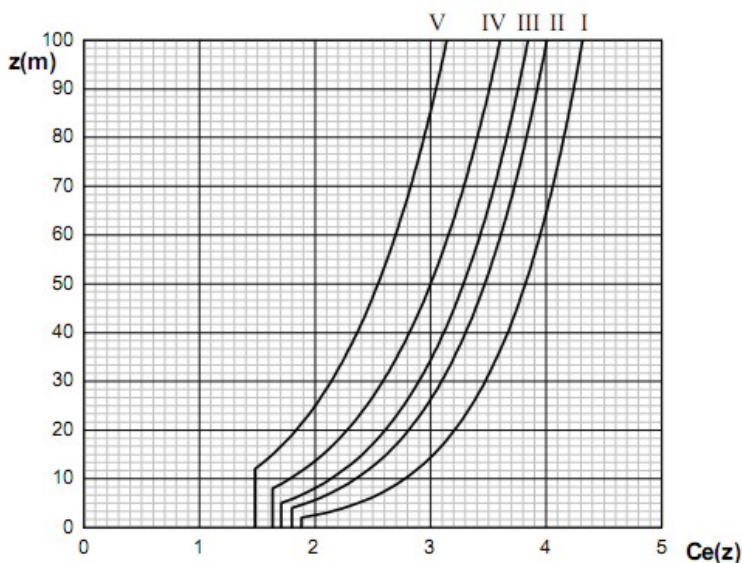
Categoria di esposizione del sito	k_r	z_0 [m]	z_{\min} [m]
III	0,20	0,10	5

In mancanza di analisi specifiche, la categoria di esposizione è assegnata sulla base della Figura seguente, in funzione della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione e della classe di rugosità del terreno definita. Nelle fasce entro i 40 km dalla costa delle zone 1, 2, 3, 4, 5 e 6, la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito. Il coefficiente di topografia C_t è posto generalmente pari a 1, sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose e montane.

Classe di rugosità	Descrizione
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive



La figura seguente riporta le leggi di variazione di C_e per le diverse categorie di esposizione.



Il coefficiente dinamico C_d tiene in conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura. Esso può essere assunto cautelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

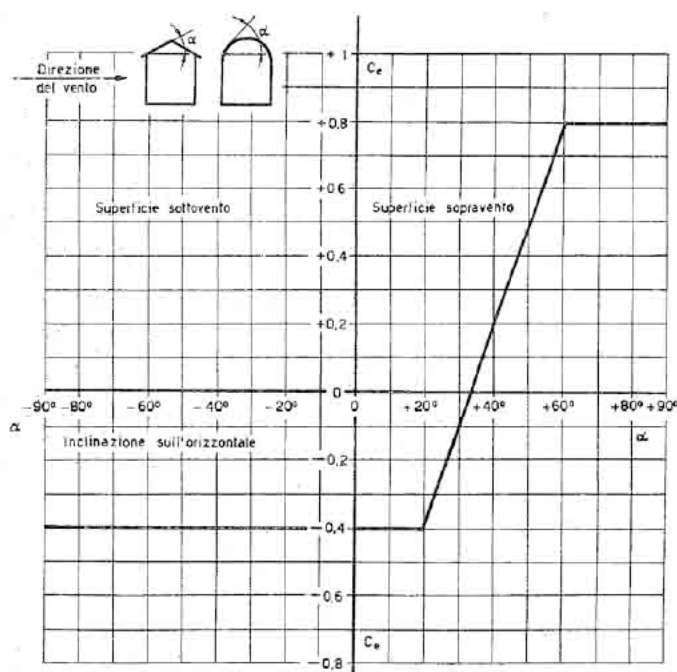
In assenza di valutazioni più precise, suffragate da opportuna documentazione o prove sperimentali in galleria del vento, per il coefficiente di forma C_p si assumono i valori riportati ai punti seguenti, con l'avvertenza che si intendono positive le pressioni dirette verso l'interno delle costruzioni.

Per la valutazione della pressione esterna si assumerà:

per elementi sopravvento (cioè direttamente investiti dal vento), con inclinazione sull'orizzontale $\alpha \geq 60^\circ$, $c_{pe} = + 0,8$;

per elementi sopravvento, con inclinazione sull'orizzontale $20^\circ < \alpha < 60^\circ$, $c_{pe} = + 0,03\alpha - 1$;

per elementi sopravvento, con inclinazione sull'orizzontale $0^\circ \leq \alpha \leq 20^\circ$ e per elementi sottovento (intendendo come tali quelli non direttamente investiti dal vento o quelli investiti da vento radente) $c_{pe} = - 0,4$;

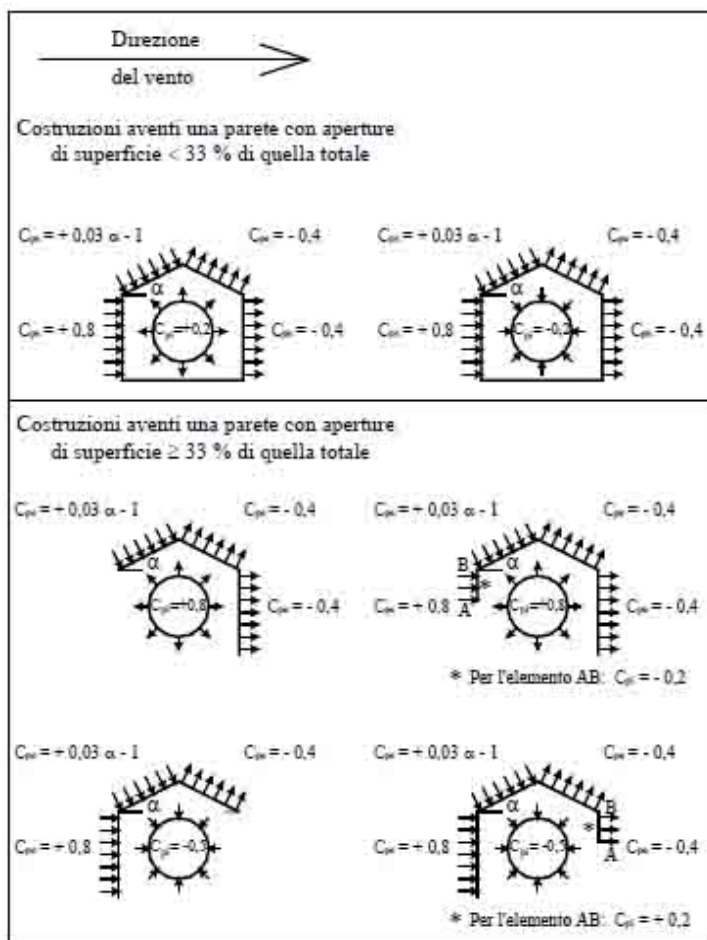


Per la valutazione della pressione interna si assumerà:

per costruzioni che hanno (o possono anche avere in condizioni eccezionali) una parete con aperture di superficie minore di $1/3$ di quella totale: $c_{pi} = \pm 0,2$;

per costruzioni che hanno (o possono anche avere in condizioni eccezionali) una parete con aperture di superficie non minore di $1/3$ di quella totale: $c_{pi} = + 0,8$ quando la parete aperta è sopravvento, $c_{pi} = - 0,5$ quando la parete aperta è sottovento o parallela al vento;

per costruzioni che presentano su due pareti opposte, normali alla direzione del vento, aperture di superficie non minore di $1/3$ di quella totale: $c_{pe} + c_{pi} = \pm 1,2$ per gli elementi normali alla direzione del vento, $c_{pi} = \pm 0,2$ per i rimanenti elementi.



Relativamente al caso in esame si ottengono i valori riassunti nella tabella seguente:

Zona	II	
Classe di rugosità	B	
Categoria di esposizione	III	
z	10	m
$C_e(z)$	2,14	
C_d	1,00	
α	90	°
C_{pe} sopravento	0,80	
C_{pe} sottovento	0,40	
p/C_p	0,835	kN/m ²

Si assume come azione del vento, al netto dei coefficienti di pressione C_p , il valore $p=0,835 \text{ kN/m}^2$.

1.16 AZIONE DELLA NEVE

Dati di progetto

Comune dove è sito l'edificio	Ravenna
Provincia dove è sito l'edificio	Ravenna
Altitudine (m.s.l.m.)	4

Il carico generato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i q_{sk} C_E C_t$$

dove:

q_s è il carico neve sulla copertura;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura;

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo per un periodo di ritorno di 50 anni;

C_E è il coefficiente di esposizione;

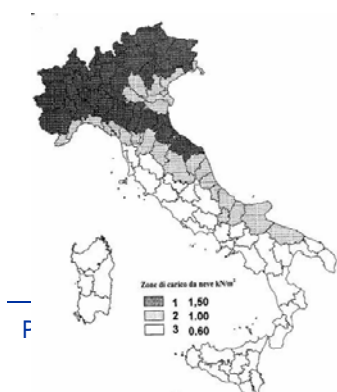
C_t è il coefficiente termico.

Si ipotizza che il carico agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

Per determinare il carico neve dobbiamo fare alcune considerazioni sui parametri che compaiono nella formula e quali fattori influenzeranno tali valori.

Il carico neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona.

L'Italia risulta divisa in tre zone, ognuna delle quali presenta valori caratteristici di riferimento del carico di neve al suolo, q_{sk} , diversi a seconda dell'altitudine di riferimento.



Città	Provincia	Zona	a_s [m]	q_{sk} [kN/m ²]
Ravenna	Ravenna	I Mediterranea	4	1,50

Il coefficiente di esposizione C_E può essere utilizzato per modificare il valore del carico neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Vengono consigliati, in normativa, dei valori diversi a seconda delle classi di topografia. Se non diversamente indicato, si assumerà $C_E = 1$.

Topografia	Descrizione	C_E
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1,00

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato $C_t=1$.

Si assume come valore del carico quello della neve al suolo pari a $q=1,50 \text{ kN/m}^2$

1.17 AZIONE SISMICA

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso.

In riferimento alla tipologia e all'importanza dell'opera in progetto, nelle presenti verifiche si considerano i seguenti stati limite:

Stati limite di esercizio:

- **Stato limite di danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali e orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso da parte delle apparecchiature.

Stati limite ultimi:

- **Stato limite di salvaguardia della vita (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

6.1.1 Vita nominale

La vita nominale di un' opera strutturale è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. Nel caso in oggetto, l' opera ricade all' interno del tipo di costruzione 2: "Opere ordinarie, ponti opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale (§. 2.4.1 D.M. 17.01.2018). La vita nominale risulta pertanto $V_N > 50$ anni.

6.1.2 Classe d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un' eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso. Nel caso in oggetto si fa riferimento alla Classe IV ai sensi del §2.4.2 del D.M. 17/01/2018: "Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n.6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica."

6.1.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U . Tale coefficiente è funzione della classe d'uso e nel caso specifico assume valore pari a 2 per la classe d'uso IV.

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \text{ anni} \times 2 = 100 \text{ anni.}$$

6.1.4 Azioni di progetto

Le azioni di progetto si ricavano, ai sensi delle NTC, dalle accelerazioni a_g e dalle relative forme spettrali.

Le forme spettrali previste dalle NTC sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

a_g accelerazione massima orizzontale massima del terreno;

F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T_{C^*} periodo d'inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

Per ciascun nodo del reticolo di riferimento e per ciascuno dei periodi di ritorno T_R considerati della pericolosità sismica, i tre parametri si ricavano riferendosi ai valori corrispondenti al 50esimo percentile ed attribuendo ad a_g il valore previsto dalla pericolosità sismica, F_0 e T_{C^*} i valori ottenuti imponendo che le forme spettrali in accelerazione, velocità e spostamento previste dalle NTC scartino al minimo dalle corrispondenti forme spettrali previste dalla pericolosità sismica.

Le forme spettrali previste dalle NTC sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento e vite di riferimento.

A tal fine occorre fissare:

la vita di riferimento V_R della costruzione;

le probabilità di superamento nella vita di riferimento P_{VR} associate agli stati limite considerati, per individuare infine, a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili, le corrispondenti azioni sismiche;

A tal fine è conveniente utilizzare, come parametro caratterizzante la pericolosità sismica, il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R , espresso in anni. Fissata la vita di riferimento V_R , i due parametri T_R e P_{VR} sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

I valori dei parametri a_g , F_0 e T_{C^*} relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento sono forniti nelle tabelle riportate nell'ALLEGATO B delle NTC 14/01/2008, in funzione di prefissati valori del periodo di ritorno T_R . L'accelerazione al sito a_g è espressa in $g/10$; F_0 è adimensionale, T_{C^*} è espresso in secondi.

I punti del reticolo di riferimento sono definiti in termini di Latitudine e Longitudine ed ordinati a Latitudine e Longitudine crescenti, facendo variare prima la Longitudine e poi la Latitudine.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate LONGITUDINE: 12.1997 LATITUDINE: 44.4179

Ricerca per comune REGIONE: Emilia-Romagna PROVINCIA: Ravenna COMUNE: Ravenna

Elaborazioni grafiche

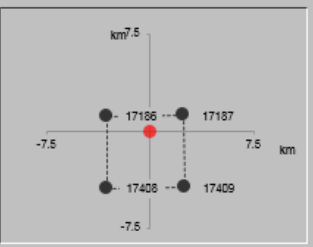
Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta

Interpolazione

superficie rigata

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

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="60"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="101"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="949"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="1950"/>

Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

.....□..... Strategia scelta

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Qualora la attuale pericolosità sismica su reticolo di riferimento non contempli il periodo di ritorno T_R corrispondente alla V_R e alla P_{VR} fissate, il valore del generico parametro p (a_g, F_o, T_C^*) ad esso corrispondente potrà essere ricavato per interpolazione, a partire dai dati relativi ai T_R previsti nella pericolosità sismica, utilizzando l'espressione seguente:

$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \cdot \log\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) \cdot \left(\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right)^{-1}$$

Nel caso in esame si utilizzano i valori dei quattro punti del reticolo, sopra definiti, all'interno del quale si trova il punto considerato. Di seguito si riporta l'interpolazione e il calcolo dei differenti parametri principali:

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	60	0.064	2.476	0.281
SLD	101	0.082	2.475	0.285
SLV	949	0.211	2.504	0.285
SLC	1950	0.275	2.452	0.295

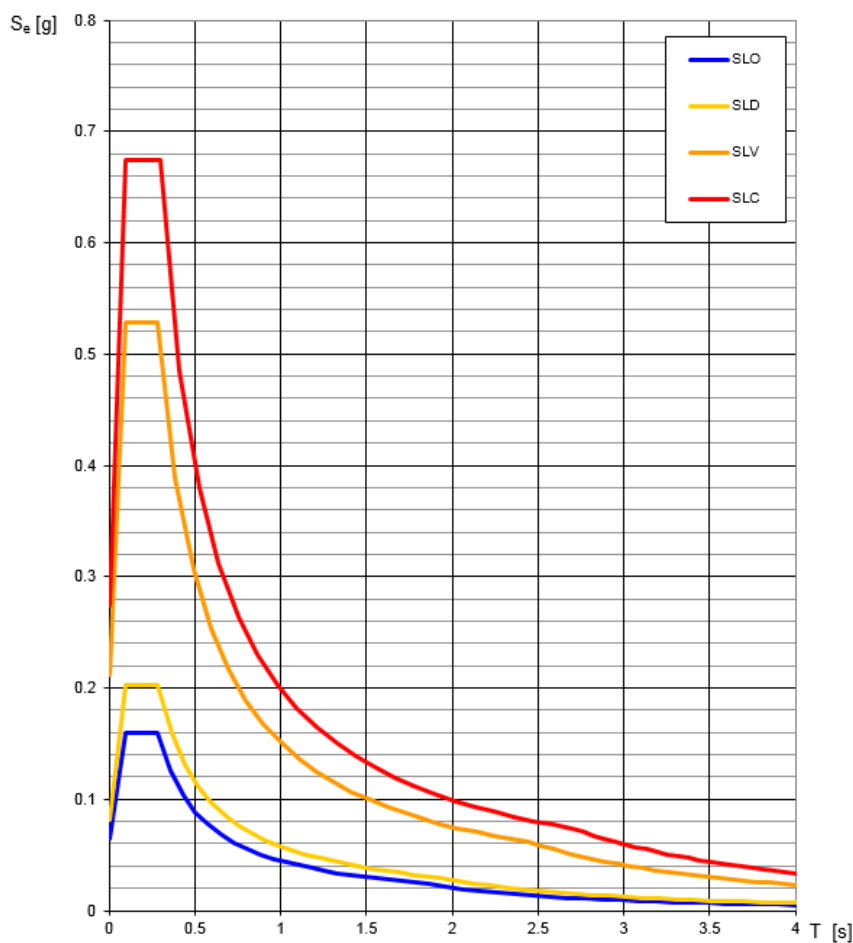


Figura 11: Spettri di risposta elastici per i diversi stati limite

6.1.5 Categoria di sottosuolo e categoria topografica

In base alla natura del terreno ed ai parametri individuati, il suolo presente, è classificabile con la Categoria C: ”

Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < C_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).

Il sito si trova in categoria topografica T1: "Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i < 15^\circ$ ".

6.1.6 Sintesi dei parametri caratterizzanti l'azione sismica

Si riassumono nella tabella seguente i parametri considerati per il calcolo delle azioni sismiche orizzontali:

Vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento

vita nominale	V_N	50	anni
classe d'uso		IV	
coefficiente d'uso	C_U	2	
periodo di riferimento	V_R	100	anni

SLD (Stato Limite di Danno)

zona sismica		3	
probabilità di eccedenza nel periodo di riferimento	P_{VR}	63%	
periodo di ritorno azione sismica	T_R	101	anni
accelerazione sismica al suolo	a_g	0,082	g
valore massimo del fattore di amplificazione	F_o	2,475	
periodo di inizio del tratto a velocità costante	T^*_C	0,285	s
categoria sottosuolo		C	
coefficiente di amplificazione stratigrafica	S_S	1,50	
categoria topografica		T1	
coefficiente di amplificazione topografica	S_T	1,00	
coefficiente categoria di sottosuolo	C_c	1,590	

SLV (Stato Limite di salvaguardia della Vita)

zona sismica		2	
probabilità di eccedenza nel periodo di riferimento	P_{VR}	10%	
periodo di ritorno azione sismica	T_R	949	anni
accelerazione sismica al suolo	a_g	0,211	g
valore massimo del fattore di amplificazione	F_o	2,504	

periodo di inizio del tratto a velocità costante	T^*_c	0,285	s
categoria sottosuolo		C	
coefficiente di amplificazione stratigrafica	S_s	1,383	
categoria topografica		T1	
coefficiente di amplificazione topografica	S_T	1,00	
coefficiente categoria di sottosuolo	C_c	1,589	

1.18 EFFETTI DELLA TEMPERATURA

I criteri per la determinazione degli effetti della temperatura sono contenuti nel DM 17/01/2018, cap. 3.5 (rif. Eurocodici EN 1991-1-5). Dal momento che il DM 17/01/2018 non riporta prescrizioni specifiche per il calcolo degli effetti della temperatura (in particolare i gradienti termici) per i ponti si farà riferimento ai criteri contenuti negli Eurocodici.

6.1.7 Variazione termica uniforme

Il "range" di temperatura dell'aria è definito dai seguenti valori:

$$T_{min} = -15 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$T_{max} = +45 \text{ } ^\circ\text{C}$$

a cui corrispondono, per ponti di gruppo 2 (tipologia impalcato a struttura composta), i seguenti valori riferiti alla struttura:

$$T_{e, min} = -11 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$T_{e, max} = +49 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Fissando T_o a $15,0 \text{ } ^\circ\text{C}$, dedotto dall'Annesso nazionale dell'Eurocodice, si ottiene l'escursione termica uniforme effettiva subita dall'impalcato:

$$\Delta T_{N_{comp}} = -26 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{N_{exp}} = +34 \text{ } ^\circ\text{C}$$

a cui corrisponde complessivamente un'escursione pari a:

$$\Delta T_N = 60,0 \text{ } ^\circ\text{C}.$$

6.1.8 Variazione termica differenziale trave-soletta

Per quanto riguarda la temperatura variabile sulla sezione si precisa che detta variazione, in generale, può aver andamento lineare tra l' intradosso e l' estradosso della struttura mista (variazione termica lineare ossia gradiente termico lineare) oppure presentare una discontinuità tra soletta e sottostante struttura metallica (variazione termica differenziale trave-soletta).

Nel caso in oggetto viene considerata una variazione termica differenziale trave-soletta di valore pari a 15 °C (azione di breve durata), in accordo a quanto affermato nella normativa EN1991-1-5, Tabella 6.1.

L' effetto di detta variazione termica può essere assimilato a quello prodotto dal ritiro del cls della soletta d' impalcato.

Il valore della temperatura media in soletta risulta di norma e per una diffusa casistica di strutture miste acciaio-cls, sempre più "caldo" di quello della temperatura media nella struttura metallica, anche nel caso della differenza termica negativa.

Per quanto sopra esposto, l' effetto della variazione termica differenziale nella sezione mista, si traduce quindi in uno stato coattivo costituito da:

- Una compressione della soletta;
- Una tenso-flessione per l' intera sezione mista in fase finale.

Gli effetti vengono calcolati in automatico dal programma di calcolo agli elementi finiti imponendo al modello in fase finale un opportuno gradiente termico.

1.19 EFFETTI DOVUTI AL RITIRO

6.1.9 Determinazione dei parametri di ritiro

I parametri relativi alla deformazione assiale per ritiro del calcestruzzo, come indicato dalle D.M. 17/01/2018 al paragrafo 11.2.10.6, possono essere valutati sulla base delle seguenti indicazioni:

$A_c = 1300 \cdot 20 = 32500 \text{ cm}^2$ Area sezione di conglomerato

$u = 1300 + 20 + 20 = 1340 \text{ cm}$ Perimetro a contatto con l'atmosfera

$$r = \frac{2 \cdot A_c}{u} = 48,5 \text{ cm}$$

$E_c = 33643 \text{ MPa}$ Modulo elastico del calcestruzzo

$E_s = 210.000 \text{ MPa}$ Modulo elastico dell'acciaio

6.1.10 Effetti reologici

Tempo ed ambiente

$t_s = 2$ gg Età del calcestruzzo in giorni, all'inizio del ritiro per essiccamento.

$t_0 = 28$ gg Età del calcestruzzo in giorni al momento dell'applicazione dei carichi permanenti.

$t_0 = 2$ gg Età del calcestruzzo in giorni al momento dell'applicazione del ritiro.

$t = VN = 100$ anni = 36.525 gg Età del calcestruzzo in giorni.

RH = 75 % Umidità ambientale relativa, in percentuale.

Modulo elastico al tempo t

Il fenomeno della viscosità ha come effetto l'aumento delle deformazioni nel tempo provocate da un carico mantenuto costante per un lungo periodo. Le deformazioni viscosi si manifestano peraltro senza modificare lo stato di sollecitazione. Il fenomeno della viscosità viene assimilato ad una diminuzione fittizia del modulo elastico del calcestruzzo nel tempo (in realtà le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo migliorano nel tempo per cui il modulo di elasticità inteso come rapporto sollecitazione – deformazione per carico di breve durata aumenta nel tempo). Il modulo elastico passa quindi dal valore iniziale all'istante t_0 di applicazione del carico al valore finale convenzionale al tempo t .

Nell'ipotesi di viscosità lineare cioè di deformazioni viscosi (ε_v) proporzionali a quelle elastiche (ε_{el}), all'istante t si ha:

$$\varepsilon_v = \varphi(t, t_0) \cdot \varepsilon_{el} \quad \varepsilon = \sigma/E_{cm}$$

dove $\varphi(t, t_0)$ rappresenta la funzione di viscosità o coefficiente di viscosità.

Dopo un certo numero di anni (t giorni), alla deformazione elastica φ_{el} (istantanea) subita dal calcestruzzo si somma quella viscosa:

$$\varepsilon_{tot} = \varepsilon_{el} + \varepsilon_v = \varepsilon_{el} \cdot [1 + \varphi(t, t_0)]$$

Quindi il modulo elastico convenzionale del calcestruzzo al tempo t vale:

$$E_{cm}(t, t_0) = \frac{\sigma}{\varepsilon_{tot}} = \frac{\sigma}{\varepsilon_{el} \cdot [1 + \varphi(t, t_0)]} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(t, t_0)}$$

Le norme UNI ENV 1994-2 introducono un coefficiente moltiplicativo (ψ_L) per la funzione di viscosità φ ; detto

coefficiente dipende dal tipo di carico applicato. Il modulo elastico del calcestruzzo al tempo t vale:

$$E_{cm}(t, t_0) = \frac{E_{cm}}{1 + \psi_L \cdot \varphi(t, t_0)}$$

prospetto 4.0 Valori per i moltiplicatori della deformazione viscosa (creep) ψ_L

Carichi permanenti comprendenti la presollecitazione mediante tiranti dopo che la connessione a taglio è diventata efficace.	1,10
Effetti isostatici ed iperstatici dovuti al ritiro ed effetti iperstatici dipendenti dal tempo secondo (5).	0,55
Presollecitazione mediante deformazioni imposte (per esempio sollevamento mediante martinetti in corrispondenza degli appoggi).	1,50

Coefficiente di viscosità al tempo t

Il coefficiente di viscosità può essere calcolato con la relazione (UNI EN 1992-1-1 Appendice B):

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0)$$

Dove:

φ_0 coefficiente nominale di viscosità e può essere valutato mediante:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$$

φ_{RH} coefficiente che tiene conto dell'effetto dell'umidità relativa sul coefficiente nominale di viscosità:

$$\varphi_{RH} = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$$

Si considera:

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \quad \text{per } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa}$$

$$\varphi_{RH} = 1 + \left[\frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \quad \text{per } f_{cm} > 35 \text{ MPa}$$

RH è l'umidità ambientale relativa, in percentuale;

$\alpha_{1/2}$ sono coefficienti atti a prendere in conto l'influenza della resistenza del calcestruzzo:

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} = 0,89$$

$$\alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} = 0,97$$

$\beta(f_{cm})$ è un coefficiente che tiene conto dell'effetto della resistenza del calcestruzzo sul coefficiente nominale di viscosità:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} = 2,62$$

f_{cm} è la resistenza media a compressione del calcestruzzo a 28 gg

$\beta(t_0)$ è un coefficiente che tiene conto dell'effetto dell'età del calcestruzzo al momento dell'applicazione del carico sul coefficiente nominale di viscosità;

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,2}}$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + 2^{0,2}} = 0,80$$

ritiro

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + 28^{0,2}} = 0,49$$

carichi permanenti e deformazioni imposte

$\beta_c(t, t_0)$

coefficiente atto a descrivere l'evoluzione della viscosità nel tempo dopo l'applicazione del carico;

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0,3}$$

t età del calcestruzzo, in giorni, al momento considerato

t_0 età del calcestruzzo, in giorni, al momento dell'applicazione del carico (per cementi con resistenza iniziale ordinaria – cementi di classe N)

β_H coefficiente dipendente dall'umidità relativa (RH in %) e dalla dimensione fittizia dell'elemento (h_0 in millimetri).

$$\beta_H = 1,5 \cdot \left[1 + (0,012 \cdot RH)^{18} \right] \cdot h_0 + 250 \leq 1.500 \quad \text{per } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa}$$

$$\beta_H = 1,5 \cdot \left[1 + (0,012 \cdot RH)^{18} \right] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3 \leq 1.500 \cdot \alpha_3 \quad \text{per } f_{cm} > 35 \text{ MPa}$$

α_3 coefficiente atto a prendere in conto l'influenza della resistenza del calcestruzzo:

$$\alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{-0,5} = 0,92$$

Il coefficiente di viscosità vale quindi:

$$\begin{aligned}\varphi(t, t_0) &= \varphi_0 \cdot \beta c(t, t_0) = 2,609 && \text{ritiro} \\ \varphi(t, t_0) &= \varphi_0 \cdot \beta c(t, t_0) = 1,578 && \text{permanenti e deformazioni imposte}\end{aligned}$$

Considerando dunque un tempo t pari alla vita nominale della struttura

$T=V_N=100$ anni ed i valori del coefficiente di viscosità calcolati si ottiene:

$$\begin{aligned}E_{cm}(t, t_0) &= \frac{E_{cm}}{1 + \psi_L \cdot \varphi(t, t_0)} = \frac{33.643}{1 + (0,55 \cdot 2,609)} = 13.885 \text{ N/mm}^2 && \text{ritiro} \\ E_{cm}(t, t_0) &= \frac{E_{cm}}{1 + \psi_L \cdot \varphi(t, t_0)} = \frac{33.643}{1 + (1,10 \cdot 1,578)} = 12.297 \text{ N/mm}^2 && \text{permanenti}\end{aligned}$$

Coefficienti di omogeneizzazione

Il coefficiente di omogeneizzazione è definito come il rapporto tra il modulo elastico dell'acciaio strutturale (E_s) e quello del calcestruzzo.

Per azioni di breve durata si ha:

$$n_0 = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{210.000 \text{ N/mm}^2}{33.643 \text{ N/mm}^2} = 6,24 \quad \text{Carichi accidentali}$$

Per azioni di lunga durata si ha:

$$n_P = \frac{E_s}{E_{cm}(t, t_0)} = \frac{210.000 \text{ N/mm}^2}{12.297 \text{ N/mm}^2} = 17,08 \quad \text{Carichi permanenti}$$

$$n_R = \frac{E_s}{E_{cm}(t, t_0)} = \frac{210.000 \text{ N/mm}^2}{13.885 \text{ N/mm}^2} = 15,12 \quad \text{Ritiro}$$

6.1.11 Calcolo della deformazione totale da ritiro

Considerando un'umidità relativa del 75% ed un valore di f_{ck} pari a 33,20 N/mm², interpolando linearmente i valori della tabella 11.2. Va fornita dalle NTC 2018 e inserita in seguito, si ottiene:

Tabella 11.2.Va – Valori di ϵ_{c0}

f_{ck}	Deformazione da ritiro per essiccamento (in ‰)					
	Umidità Relativa (in ‰)					
	20	40	60	80	90	100
20	-0,62	-0,58	-0,49	-0,30	-0,17	+0,00
40	-0,48	-0,46	-0,38	-0,24	-0,13	+0,00
60	-0,38	-0,36	-0,30	-0,19	-0,10	+0,00
80	-0,30	-0,28	-0,24	-0,15	-0,07	+0,00

$$\epsilon_{c0} = -0,0299\%$$

Dalla tabella 11.2.Vb si ottiene il valore del coefficiente k_h avendo come dato di input $h_0 = r = 480$ mm:

$$k_h = 0,70$$

La deformazione a tempo infinito per ritiro da essiccamento vale quindi:

$$\epsilon_{cd,\infty} = k_h \cdot \epsilon_{c0} = 0,70 \cdot (-0,0299\%) = -0,0211\%$$

Lo sviluppo nel tempo può essere valutato moltiplicando il valore della deformazione per il coefficiente seguente:

$$\beta_{ds}(t-t_s) = \frac{(t-t_s)}{[(t-t_s) + 0,04 \cdot h_0^{3/2}]}$$

Prudenzialmente si assume un'età del calcestruzzo t tendente ad infinito, che implica un coefficiente di sviluppo della deformazione unitario. La deformazione per ritiro da essiccamento risulta quindi:

$$\epsilon_{cd} = \beta_{ds} \cdot \epsilon_{cd,\infty} = 1,00 \cdot (-0,02117\%) = -0,02117\%$$

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno è valutato tramite l'espressione:

$$\epsilon_{ca,\infty} = -2,50 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = -2,50 \cdot (33,20 - 10) \cdot 10^{-6} = -5,80 \cdot 10^{-5}$$

La deformazione totale da ritiro è data dalla somma di deformazione per ritiro da essiccamento e deformazione per ritiro autogeno:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = -0,0002117 - 5,80 \cdot 10^{-5} = -0,026975\%$$

7 CRITERI DI CALCOLO

In questo capitolo vengono analizzati i criteri di verifica di sicurezza nei confronti delle azioni descritte nel capitolo precedente e l'applicazione di esse ai modelli strutturali.

1.20 SICUREZZA E CALCOLO DELLE PRESTAZIONI ATTESE

Le opere e le componenti strutturali devono essere progettate, eseguite, collaudate e soggette a manutenzione in modo tale da consentirne la prevista utilizzazione, in forma economicamente sostenibile e con il livello di sicurezza previsto dalle norme del D.M. 17/01/18.

La sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale. Stato limite è la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata.

In particolare, secondo quanto stabilito nel D.M. 17/01/18, le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- **sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU):** capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera;
- **sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE):** capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;
- **durabilità:** un adeguato livello di durabilità può essere garantito progettando la struttura, e la specifica manutenzione, in modo tale che il degrado della struttura che si dovesse verificare durante la sua vita nominale di progetto non riduca le prestazioni della costruzione al di sotto del livello previsto;
- **robustezza nei confronti di azioni eccezionali:** capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti quali incendio, esplosioni, urti.

1.21 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Per la valutazione della sicurezza delle costruzioni si fa uso del metodo semiprobabilistico agli stati limite basato sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza, applicabili nella generalità dei casi;

Nel metodo semiprobabilistico agli stati limite, la sicurezza strutturale deve essere verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni.

Per la sicurezza strutturale, la resistenza dei materiali e le azioni sono rappresentate dai valori caratteristici, R_k e F_k definiti, rispettivamente, come il frattile inferiore delle resistenze e il frattile (superiore o inferiore) delle azioni che minimizzano la sicurezza. In genere, i frattili sono assunti pari al 5%.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il "metodo dei coefficienti parziali" di sicurezza espresso dalla equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

Dove:

- R_d è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;
- E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni;

I coefficienti parziali di sicurezza, γ_{Mi} e γ_{Fj} , associati rispettivamente al materiale i-esimo e all'azione j-esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e alla affidabilità del modello di calcolo.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio si esprime controllando aspetti di funzionalità e stato tensionale.

1.22 COMBINAZIONI DEI CARICHI

Conformemente alla Normativa vigente, sono state considerate le seguenti combinazioni di carico significative:

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

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{PP} + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_{Q2} \psi_{02}Q_{k2} + \gamma_{Q3} \psi_{03}Q_{k3} + \dots$$

combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02}Q_{k2} + \psi_{03}Q_{k3} + \dots$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \psi_{23}Q_{k3} + \dots$$

combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \psi_{23}Q_{k3} + \dots$$

combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d :

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \dots$$

I coefficienti parziali di sicurezza ed i coefficienti di combinazione definiti dalla norma sono riportati di seguito:

Tabella 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Tabella 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
Vento q_5	4 (folla)	----	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve q_5	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si dovranno considerare, generalmente, le combinazioni riportate in Tab. 5.1.IV. A causa della natura dell'opera, i gruppi di azioni da prendere in esame risultano esclusivamente i gruppi 1, 2a e 2b

Carichi sulla carreggiata						Carichi su marciapiedi e piste ciclabili
Carichi verticali				Carichi orizzontali		Carichi verticali
Gruppo di azioni	Modello principale (Schema di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura q_3	Forza centrifuga q_4	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione $2,5 \text{ kN/m}^2$
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

I coefficienti parziali di sicurezza ed i coefficienti di combinazione utilizzati per le verifiche della costruzione sono riportati di seguito:

Per le verifiche delle fondazioni si sono analizzate le condizioni

- SL di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione: **STR**
- SL di resistenza della struttura in condizione sismica: **SIS**
- SL di resistenza del terreno: **GEO**

8 MODELLAZIONE AGLI ELEMENTI FINITI

Il calcolo agli elementi finiti della struttura è stato condotto mediante l'utilizzo del software in licenza MIDAS GEN 2020, distribuito in Italia dalla ditta CSPFEA di Padova.

1.23 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

La geometria implementata nel modello schematizza l'effettivo comportamento delle strutture: si è optato per una modellazione dell'impalcato del tipo a "graticcio equivalente" che, a fronte di un modello di calcolo semplice da realizzare e da gestire, permette al tempo stesso di rappresentare correttamente il comportamento strutturale dell'impalcato ed in particolare la ripartizione trasversale dei carichi dalla soletta in c.a. alle sottostanti travi principali.

La modellazione a graticcio equivalente è stata realizzata inserendo n.8 travi in acciaio con luce di calcolo 33 m (profili HLM1000), n.7 trasversi costituiti da profili in acciaio IPE600 disposti a passo di 5,5 m, e la soletta in c.a. modellata mediante elementi tipo "beam" trasversali.

Gli appoggi delle travi principali sulle spalle sono stati modellati mediante elementi molla, aventi gradi di libertà coerenti con lo schema di appoggi previsto e rigidità appositamente tarata nelle due direzioni trasversali e nella direzione verticale per simulare la presenza di un apparecchio di appoggio del tipo a disco elastomerico confinato.

Gli elementi strutturali in c.a. delle spalle (platee, elevazioni, paraghiaia e muri andatori) sono stati modellati mediante elementi tipo "plate", mentre i pali di fondazione ($D_{perf}=0.50m$, $L=12.00m$) mediante elementi "beam".

I vincoli del modello sono costituiti da molle alla Winkler che simulano la resistenza laterale e verticale esercitata dal terreno sui pali di fondazione in accordo con la caratterizzazione geotecnica.

Per la descrizione dettagliata dei profili utilizzati per ogni elemento strutturale e per la geometria della struttura si rimanda ai seguenti capitoli e agli elaborati grafici.

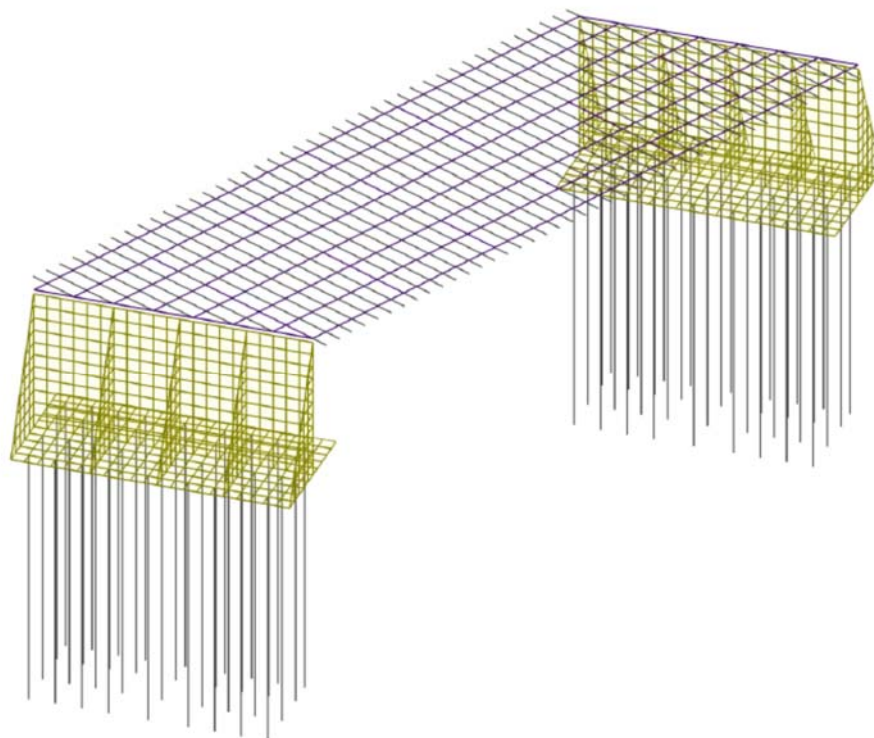


Figura 12: Modello di calcolo – vista unifilare

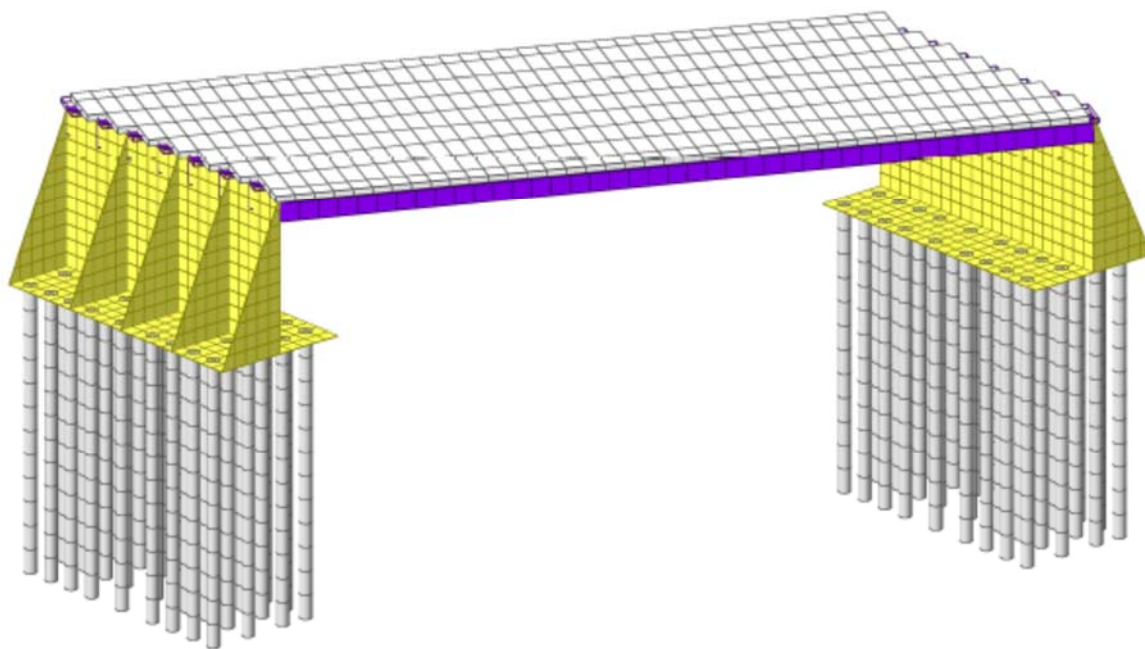


Figura 13: Modello di calcolo – vista solida

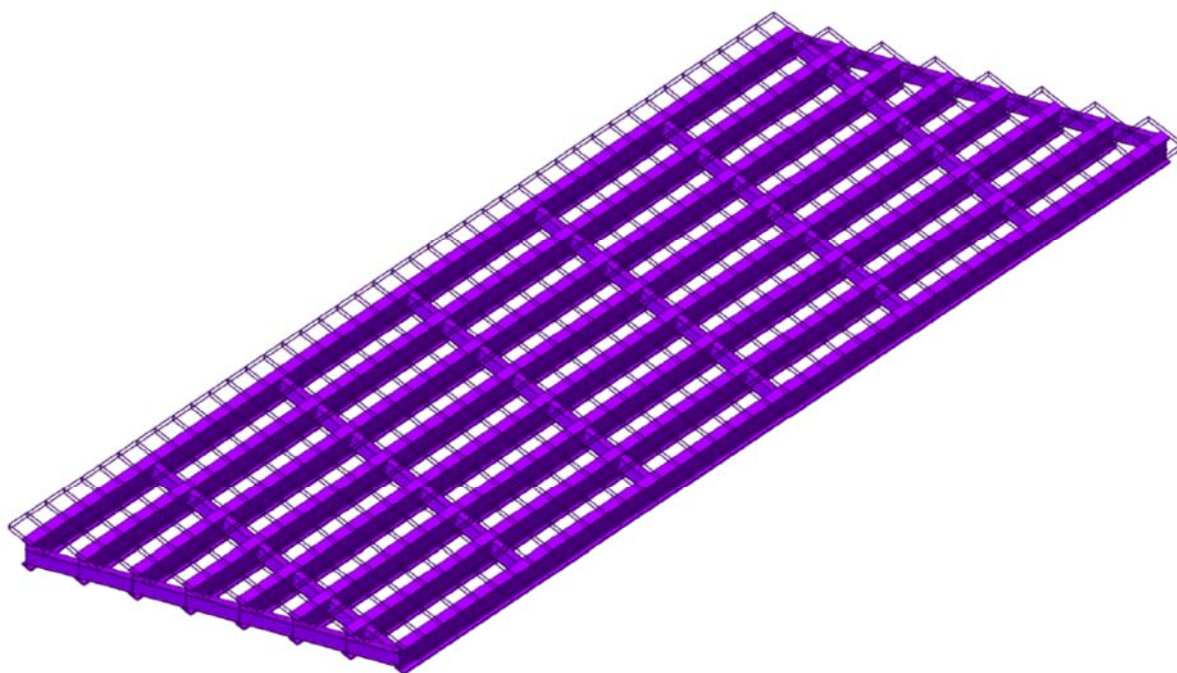


Figura 14: Modello di calcolo – vista delle travi d’impalcato

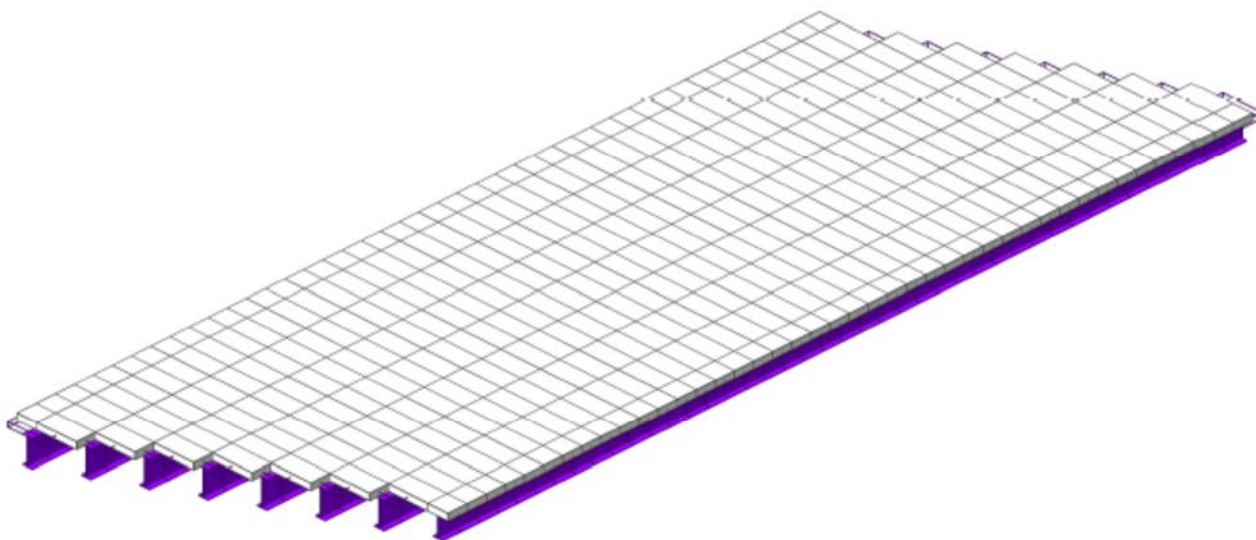


Figura 15: Modello di calcolo – vista dell’impalcato a graticcio: travi principali e soletta trasversale

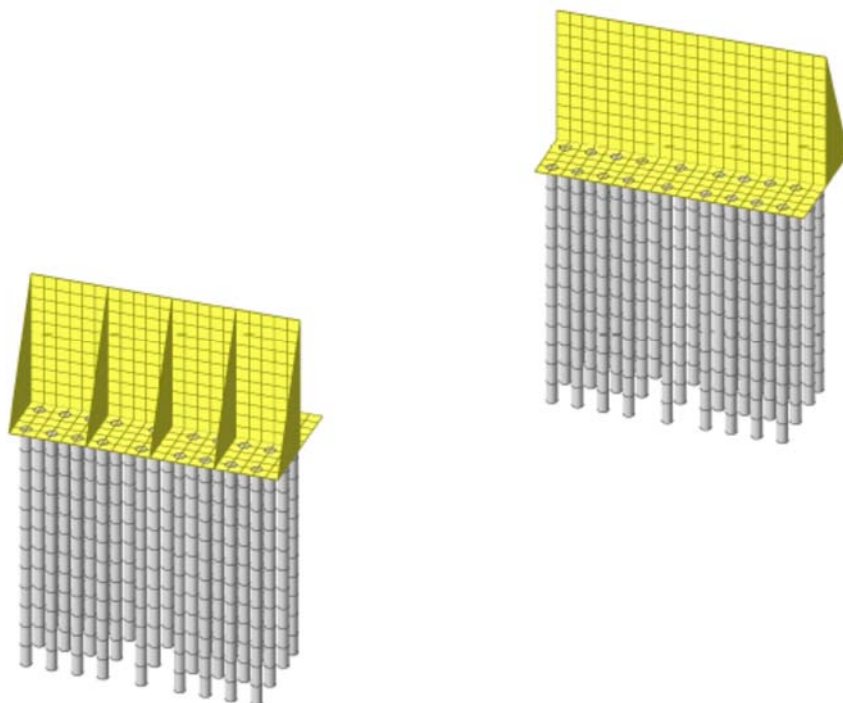
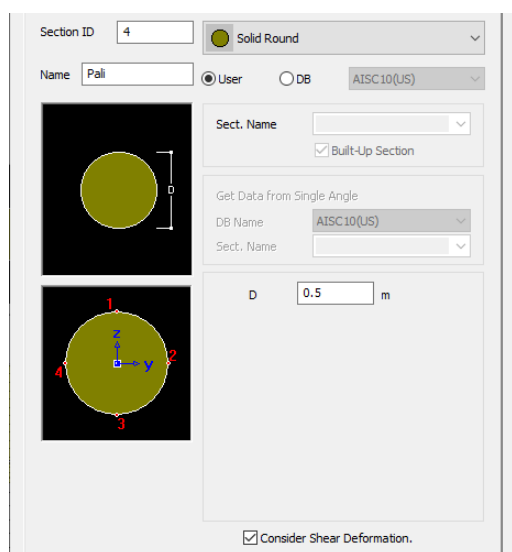


Figura 16: Modello di calcolo – vista delle sottostrutture: spalle e pali di fondazione

8.1.1 SEZIONI

Nel modello di calcolo si sono adoperate le seguenti sezioni, relativamente ai diverse elementi strutturali:

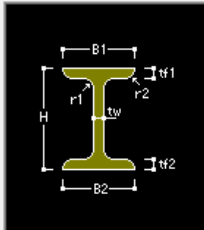
Pali di fondazione



Traversi IPE600

Section ID: 2 I-Section

Name: IPE600 User DB UNI



Sect. Name: IPE600

Built-Up Section

Get Data from Single Angle

DB Name: AISC10(US)

Sect. Name:

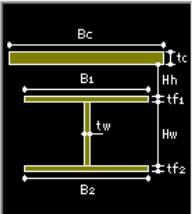
H	0.6	m
B1	0.22	m
tw	0.012	m
tf1	0.019	m
B2	0	m
tf2	0	m
r1	0.024	m
r2	0	m

Consider Shear Deformation.
 Consider Warping Effect(7th DOF)

Travi principali impalcato a sezione mista acciaio-clc

Section ID: 1 Name: Travi campata

Section Type: Steel-I



Slab

Bc	1.6	m
tc	0.2	m
Hh	0	m

Girder

Hw	1.028	tw	0.022	m
B1	0.402	B2	0.402	m
Bf1	0	Bf2	0	m
tf1	0.04	tf2	0.04	m
Bf3	0	tfp	0	m

Stiffener...

Material

Select Material from DB ...

Es / Ec	6.16251	Ds / Dc	3.0792
Ps	0.3	Pc	0.2
Ts / Tc	1.2		

Multiple Modulus of Elasticity

Es/Ec (Creep): 0
Es/Ec (Shrinkage): 0

Consider Shear Deformation.
 Consider Warping Effect(7th DOF)

Offset: Center-Top
Change Offset ...

FEM Equation

Per il calcolo della larghezza collaborante efficace di soletta (B_{eff}), si è fatto riferimento a quanto prescritto al paragrafo 4.3.2.3 delle NTC.

4.3.2.3 Larghezze efficaci

La distribuzione delle tensioni normali negli elementi composti, deve essere determinata o mediante una analisi rigorosa o utilizzando nel calcolo la larghezza efficace della soletta.

La larghezza efficace, b_{eff} , di una soletta in calcestruzzo può essere determinata mediante l'espressione

$$b_{eff} = b_0 + b_{e1} + b_{e2}, \quad (4.3.2)$$

dove b_0 è la distanza tra gli assi dei connettori e $b_e = \min(L_e/8, b_i)$ è il valore della larghezza collaborante da ciascun lato della sezione composta (vedi fig. 4.3.1).

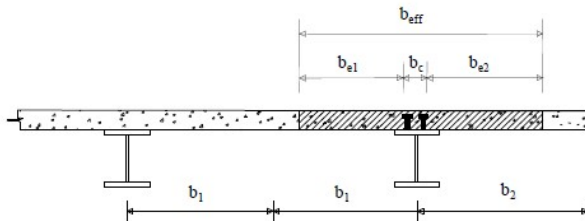


Figura 4.3.1. - Definizione della larghezza efficace b_{eff} e delle aliquote b_{i1} .

L_e nelle travi semplicemente appoggiate è la luce della trave, nelle travi continue è la distanza indicata in fig. 4.3.2.

Per gli appoggi di estremità la formula diviene

$$b_{eff} = b_0 + \beta_1 b_{e1} + \beta_2 b_{e2}, \quad (4.3.3)$$

dove $\beta_i = \left(0,55 + 0,025 \cdot \frac{L_e}{b_e}\right) \leq 1,0$.

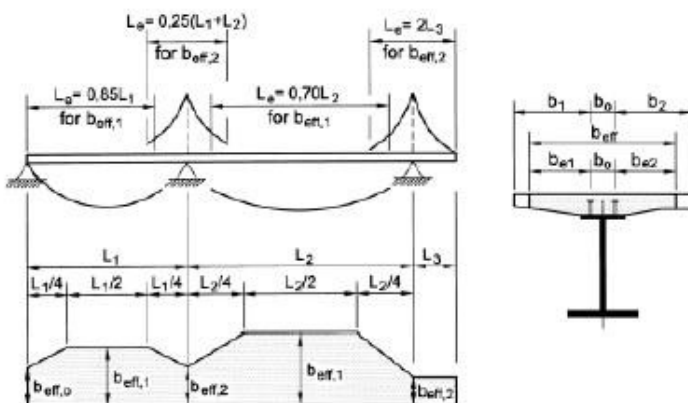


Figura 4.3.2 - Larghezza efficace, b_{eff} , e luci equivalenti, L_e , per le travi continue

è ottenuto pertanto, per la generica trave (schema statico di semplice appoggio):

$$B_{eff} = b_0 + b_{e1} + b_{e2} = 0,20 + 0,81 + 0,81 = 1,81\text{m} \text{ ove:}$$

$$b_{e1} = \min(L_e/8; b_i) = \min(33/8; 0,81) = 0,81 \text{ m}$$

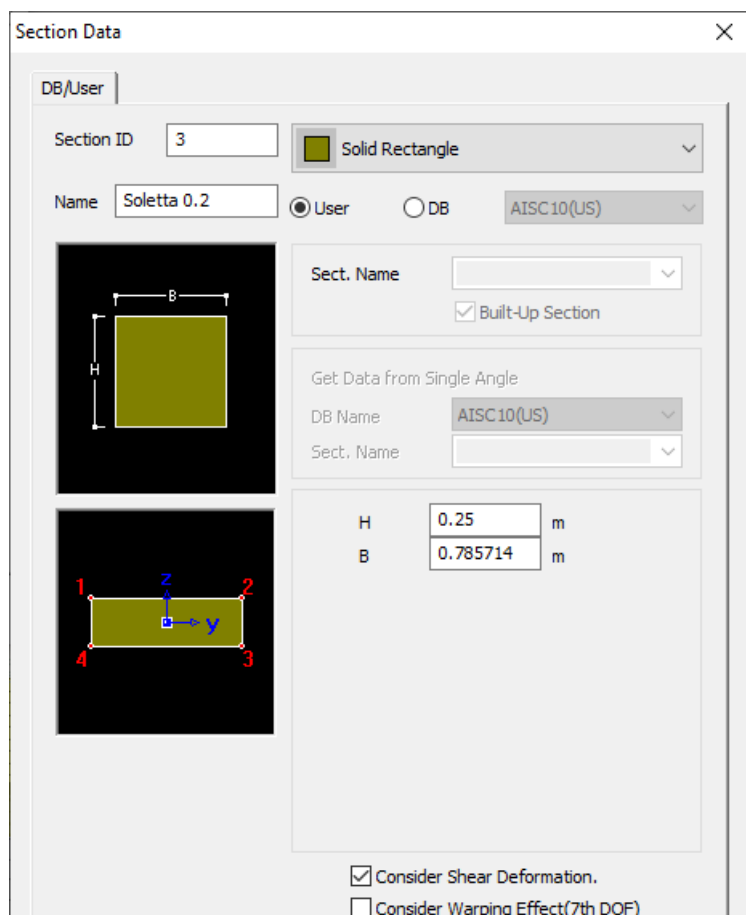
$$b_{e2} = \min(L_e/8; b_i) = \min(33/8; 0,81) = 0,81 \text{ m}$$

Risultando B_{eff} maggiore dell'interasse tra le travi si assume, a favore di sicurezza $B_{eff} = 1,60 \text{ m}$.

Si assume per tutte le travi dell'impalcato tale valore di larghezza efficace.

Soletta trasversale

Questo elemento ha esclusivamente funzione di ripartire i carichi trasversalmente tra le travi principali, ma non ha massa poiché il peso della soletta è già computato automaticamente nell'elemento travi principali.



Section Data

DB/User

Section ID: 3

Solid Rectangle

Name: Soletta 0.2

User (selected) DB

AISC10(US)

Sect. Name

Built-Up Section

Get Data from Single Angle

DB Name: AISC10(US)

Sect. Name

H: 0.25 m

B: 0.785714 m

Consider Shear Deformation.

Consider Warping Effect(7th DOF)

8.1.2 FASI COSTRUTTIVE

Nella modellazione di calcolo e nelle verifiche dei vari elementi si sono tenute in conto le seguenti fasi di costruzione dell'opera:

Fase 0: realizzazione delle sottostrutture (fondazioni e spalle) e varo della struttura in acciaio;

Fase 1: getto della soletta – cls in fase liquida non collaborante;

Fase 2: maturazione della soletta – cls collaborante in termini di resistenza e rigidezza;

Fase 3: applicazione dei carichi permanenti portati (pavimentazione, guard rail, velette).

Fase 4: applicazione dei carichi variabili

Fase 5: applicazione delle azioni eccezionali

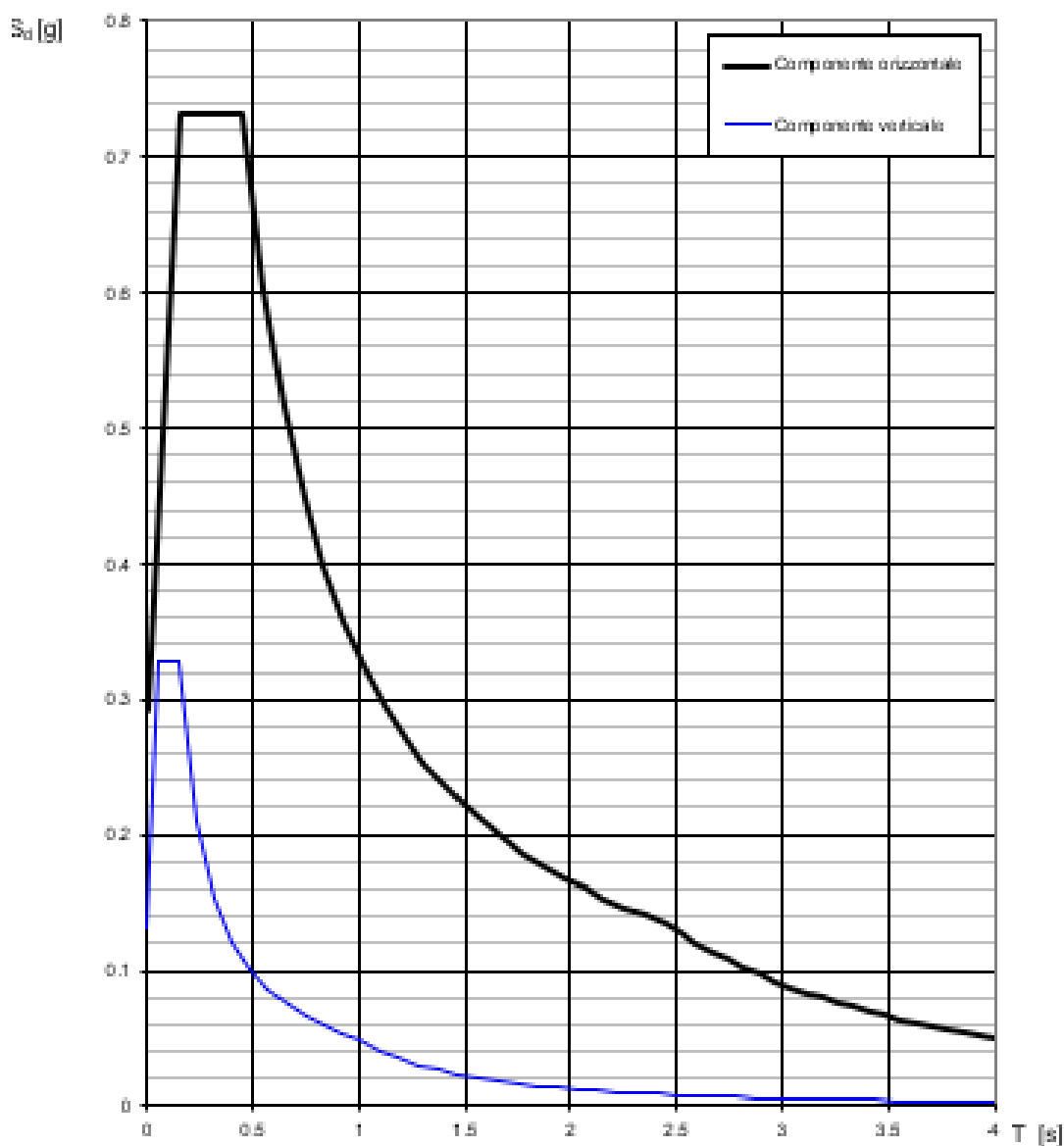
1.24 ANALISI SISMICA DELLA STRUTTURA

L'analisi sismica della struttura è stata condotta mediante un'analisi dinamica modale con fattore di struttura $q=1$,

considerando sia gli effetti dell'azione sismica orizzontale, sia quella verticale.

Di seguito si riportano i grafici degli spettri SLV

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo sl SLV



Nella analisi modale si sono considerati i primi 50 modi di vibrare, determinati mediante l'analisi di frequenza (estrazione degli autovalori), e sufficienti a mobilitare una massa partecipante superiore all'85%.

Si illustrano graficamente le deformate associate ai di vibrare principali, determinati mediante l'analisi di frequenza:

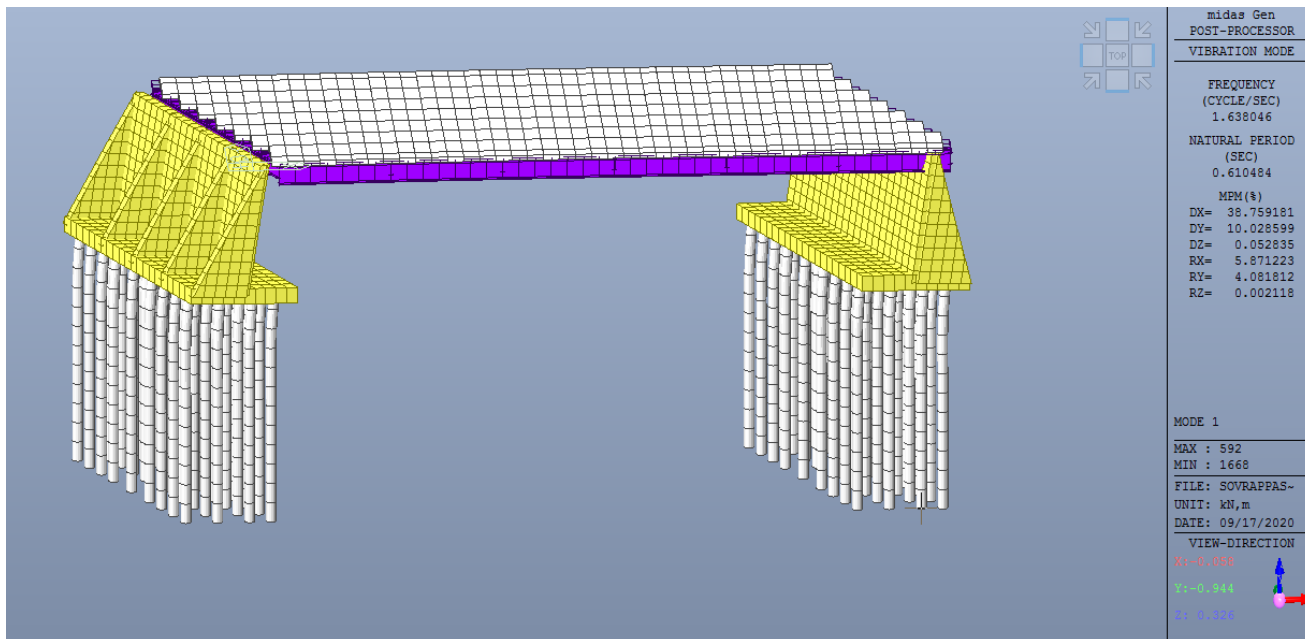


Figura 17: Primo modo di vibrare – Principalmente traslazionale X

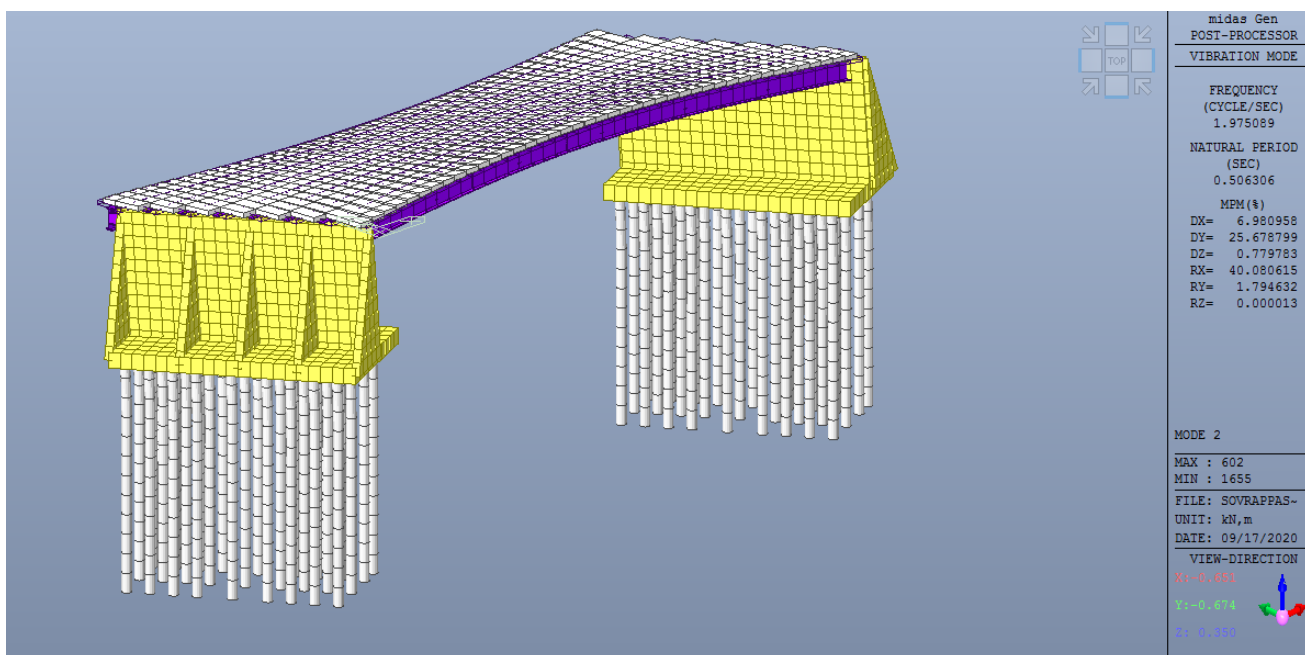


Figura 18: Terzo modo di vibrare – Principalmente traslazionale Y

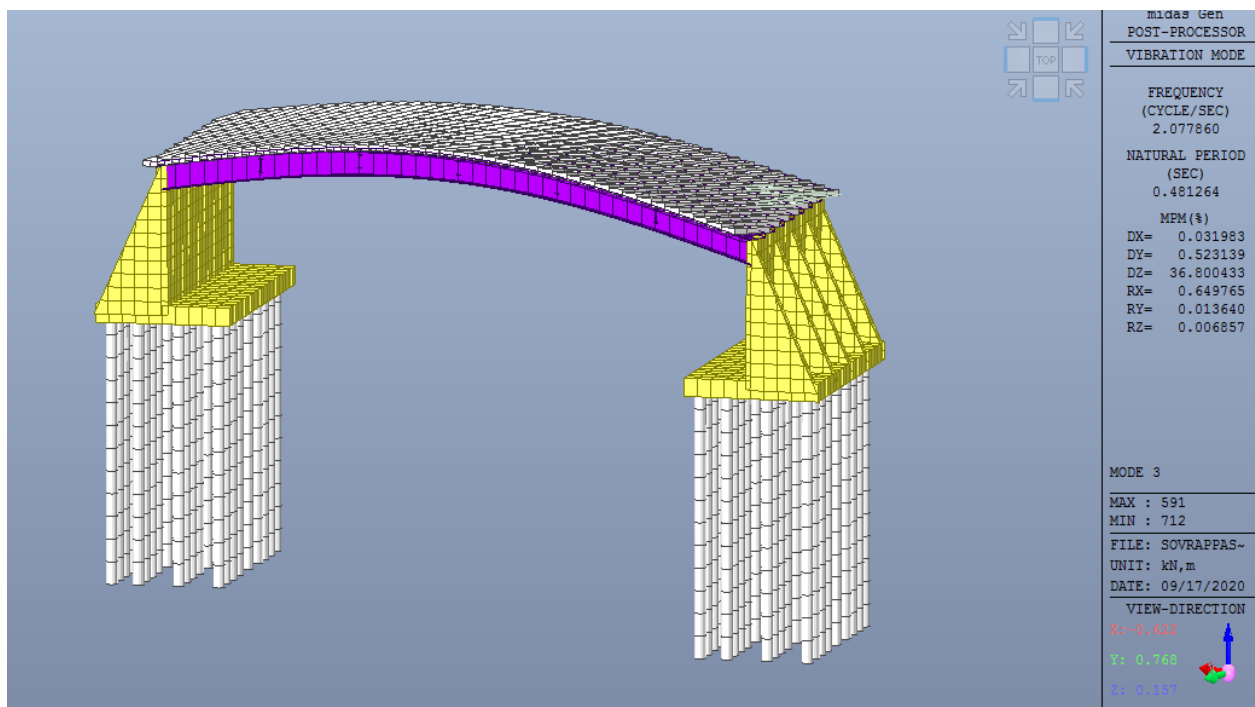


Figura 19: Quarto modo di vibrare – Principalmente traslazionale Z

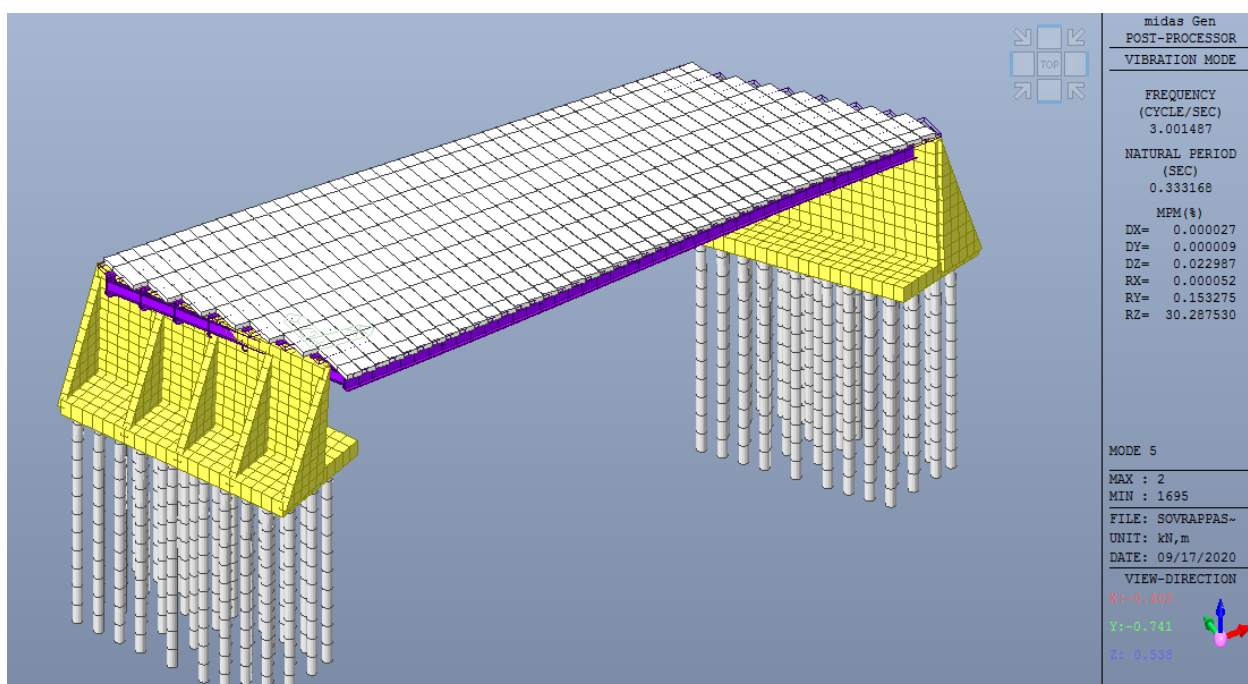


Figura 20: Quinto modo di vibrare – Principalmente rotazionale Z

9 RISULTATI DELLE ANALISI

1.25 STATO DI SOLLECITAZIONE

Nel presente paragrafo si riportano gli involuppi delle componenti di azione interna più significative emerse dal calcolo, rispettivamente per ogni elemento strutturale. Per non appesantire eccessivamente la presente trattazione si riportano i risultati più significativi e dimensionanti sotto forma grafica, omettendo i tabulati dei risultati che saranno riportati separatamente.

9.1.1 Soletta di ripartizione

L'impalcato del ponte oggetto di studio è completato in opera con una soletta di spessore 20cm.

La soletta ha il compito di sopportare localmente i carichi, trasferirli alle strutture principali e poi collaborare con le travi stesse per riportare i carichi sugli appoggi; tuttavia la soletta funge anche da traverso pertanto bisognerà tenere conto anche dei momenti in soletta indotti dalla ripartizione trasversale dei carichi mobili sull'impalcato. La verifica viene condotta considerando la somma dei momenti dovuti agli effetti di ripartizione (carico distribuito per ciascuna corsia) e agli effetti locali.

I momenti indotti in soletta dagli effetti di ripartizione dei carichi mobili si leggono dal modello agli elementi finiti e sono riportati di seguito.

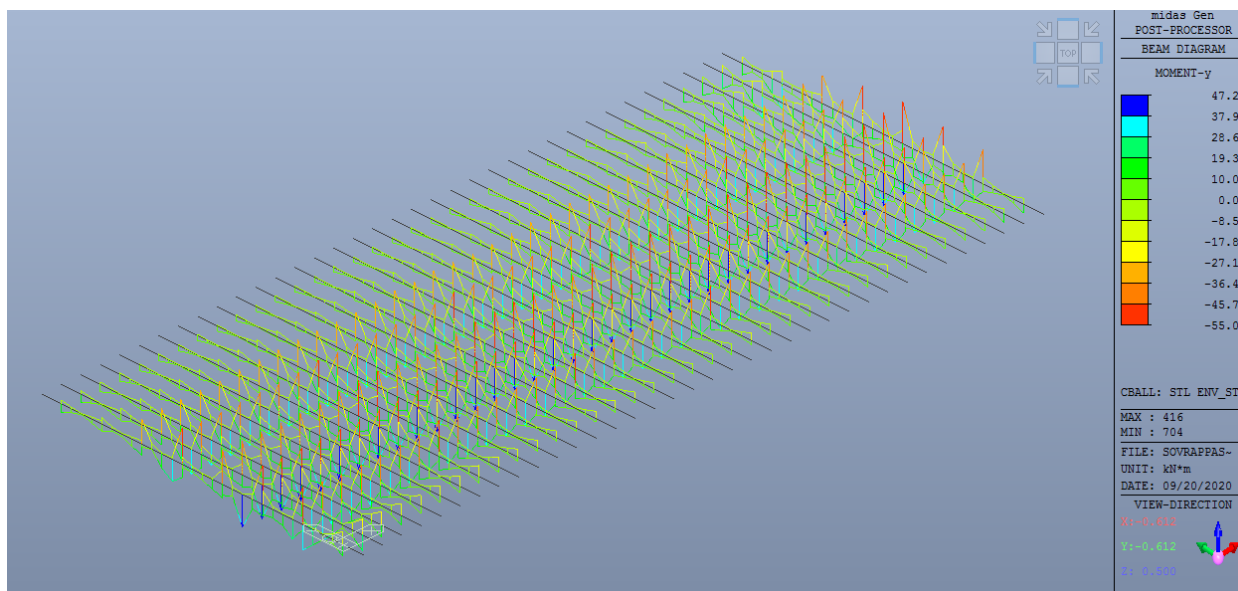


Figura 21: Momenti flettenti sulla soletta in direz. trasversale (Inviluppo combinazioni SLU e SLV)

9.1.2 Travi d'impalcato a sezione mista

Si riportano gli involuppi delle sollecitazioni nelle travi principali e dei traversi ad opera finita. Tali diagrammi tengono conto della effettiva successione delle fasi di costruzione (così come descritte ai precedenti paragrafi) e comprendono

gli effetti reologici (ritiro e viscosità a lungo termine) e il contributo dei carichi in esercizio (vento, DT, traffico mobile, frenamento). Gli effetti dell'azione sismica non risultano dimensionanti per questi elementi strutturali.

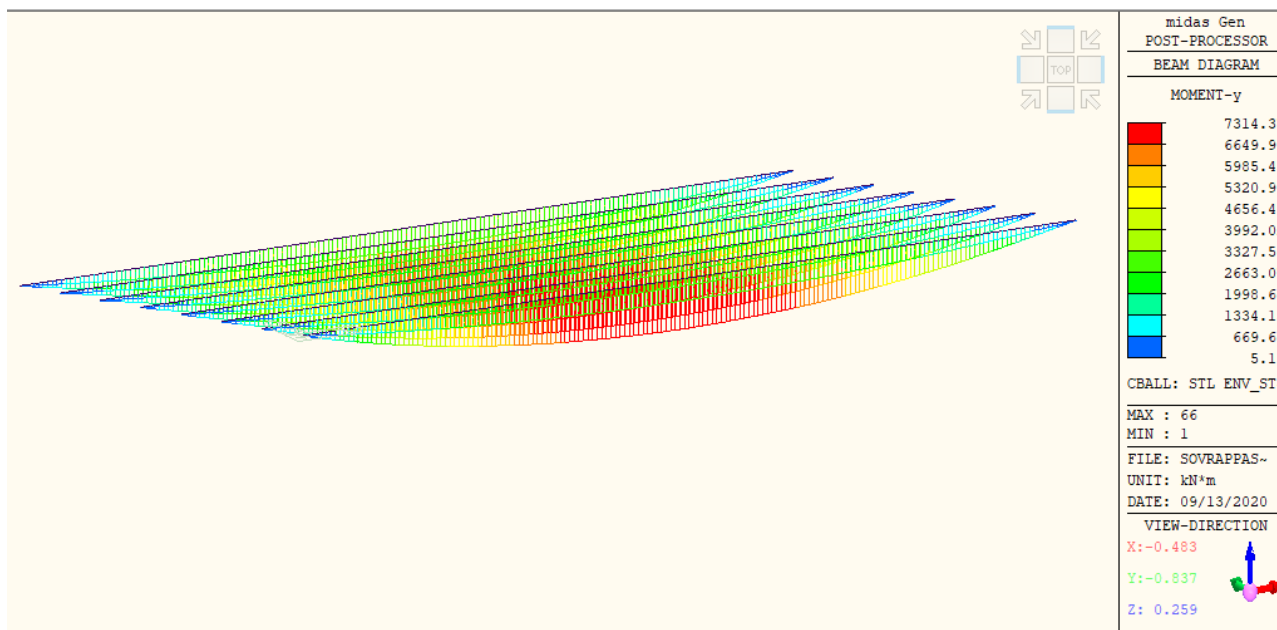


Figura 22: Momenti flettenti sulle travi d'impalcato M_y (Involuppo combinazioni SLU e SLV)

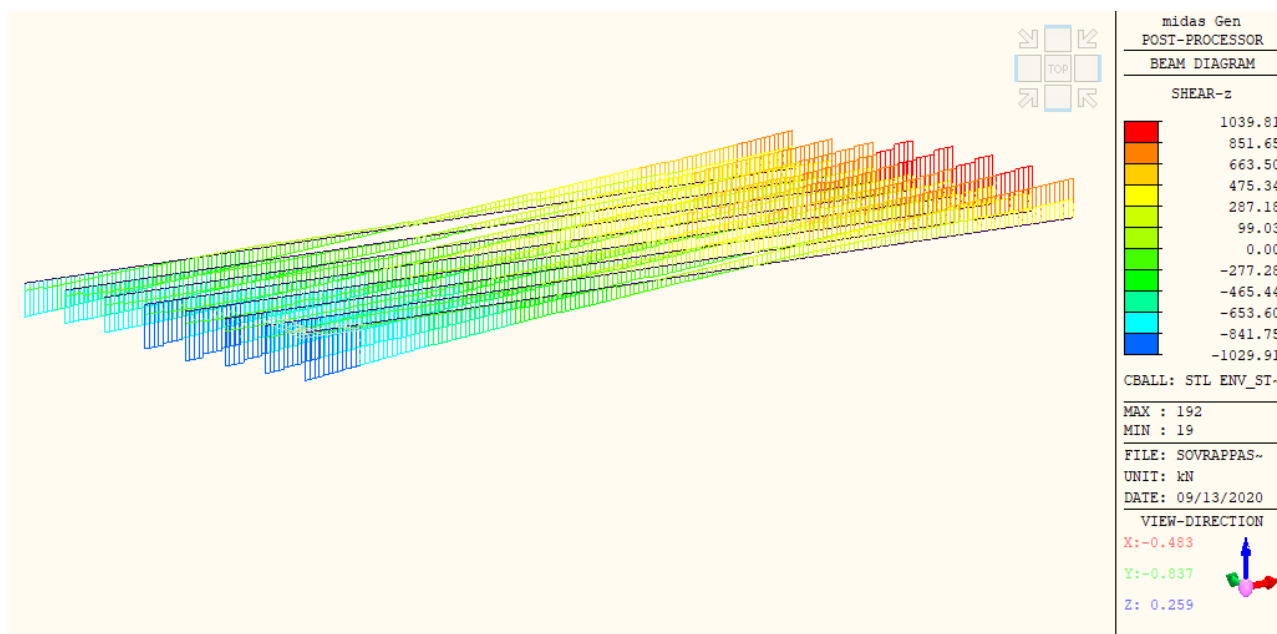


Figura 23: Sforzi taglienti sulle travi d'impalcato F_z (Involuppo combinazioni SLU e SLV)

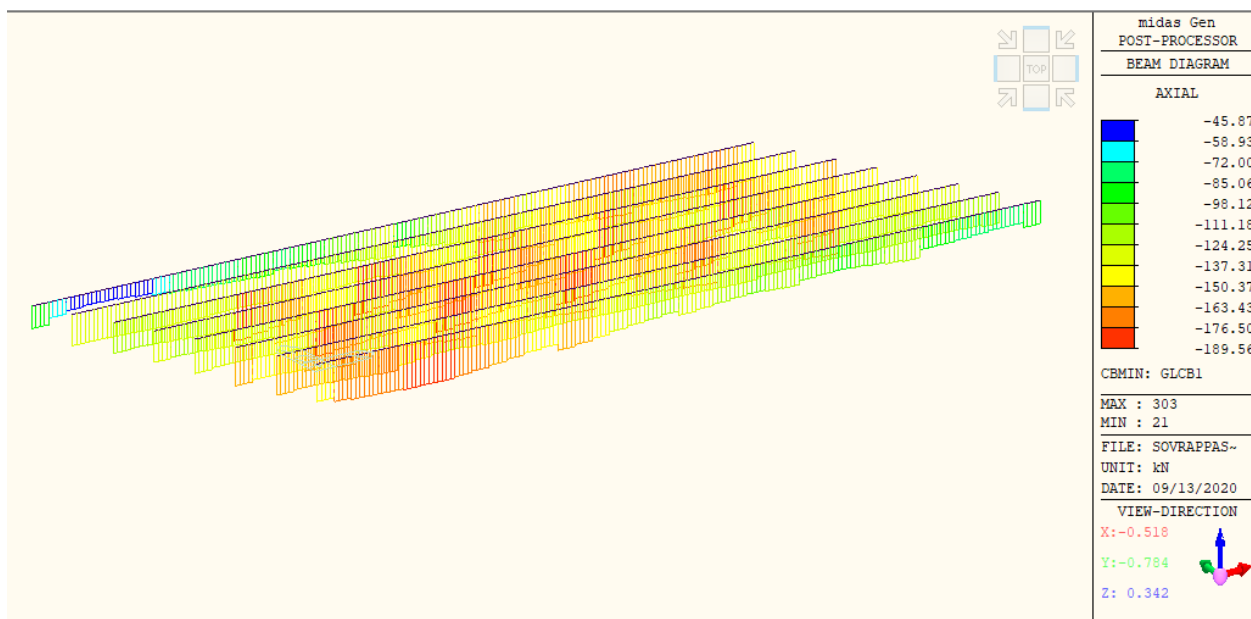


Figura 24: Sforzi assiali sulle travi d'impalcato Fx (Inviluppo combinazioni SLU e SLV)

9.1.3 Traversi

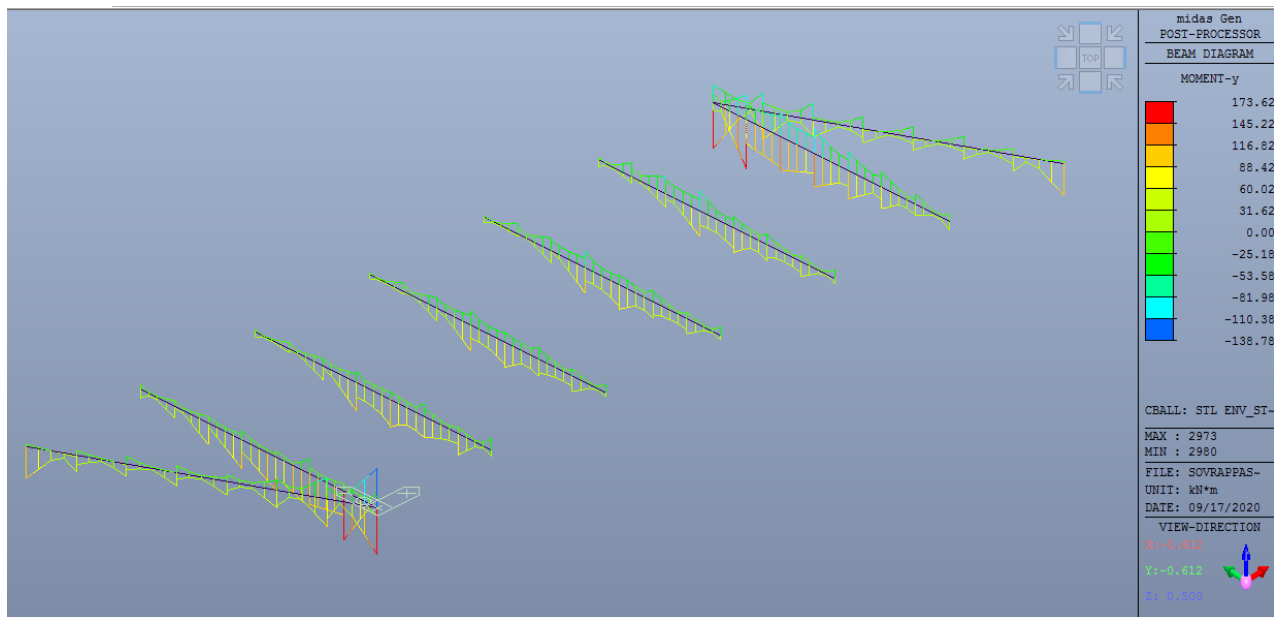


Figura 25: Momenti flettenti sui traversi My (Inviluppo combinazioni SLU e SLV)

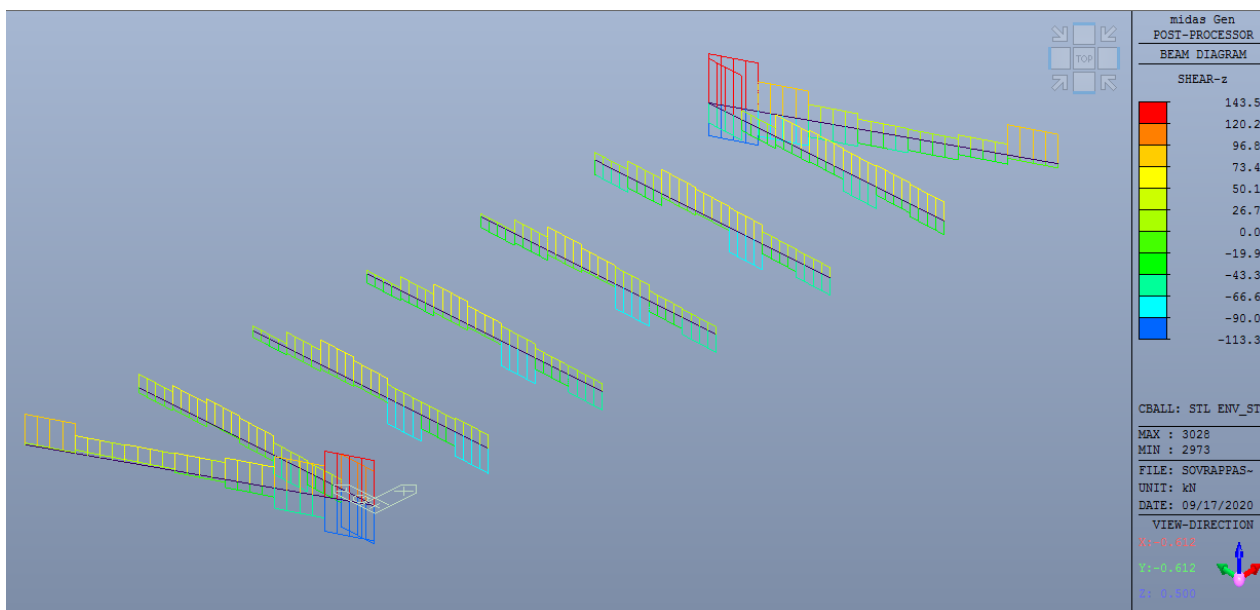


Figura 26: Sforzi taglienti sui traversi Fz (Inviluppo combinazioni SLU e SLV)

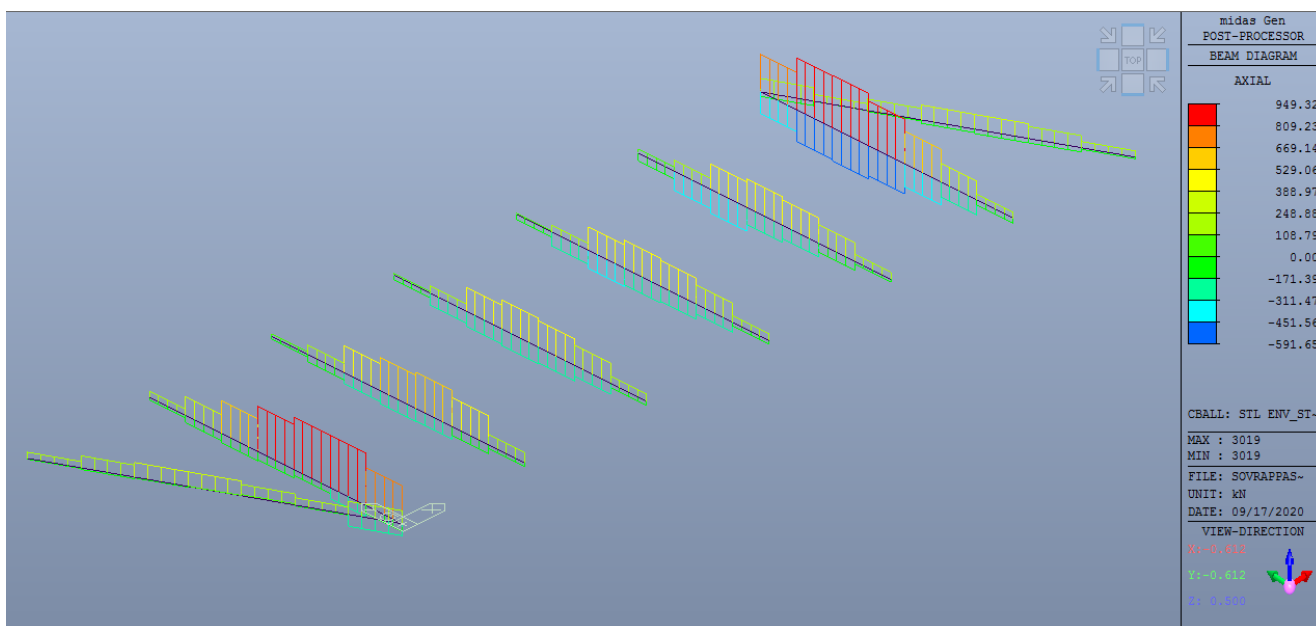


Figura 27: Sforzi assiali sui traversi Fx (Inviluppo combinazioni SLU e SLV)

9.1.1 Muri in elevazione delle spalle

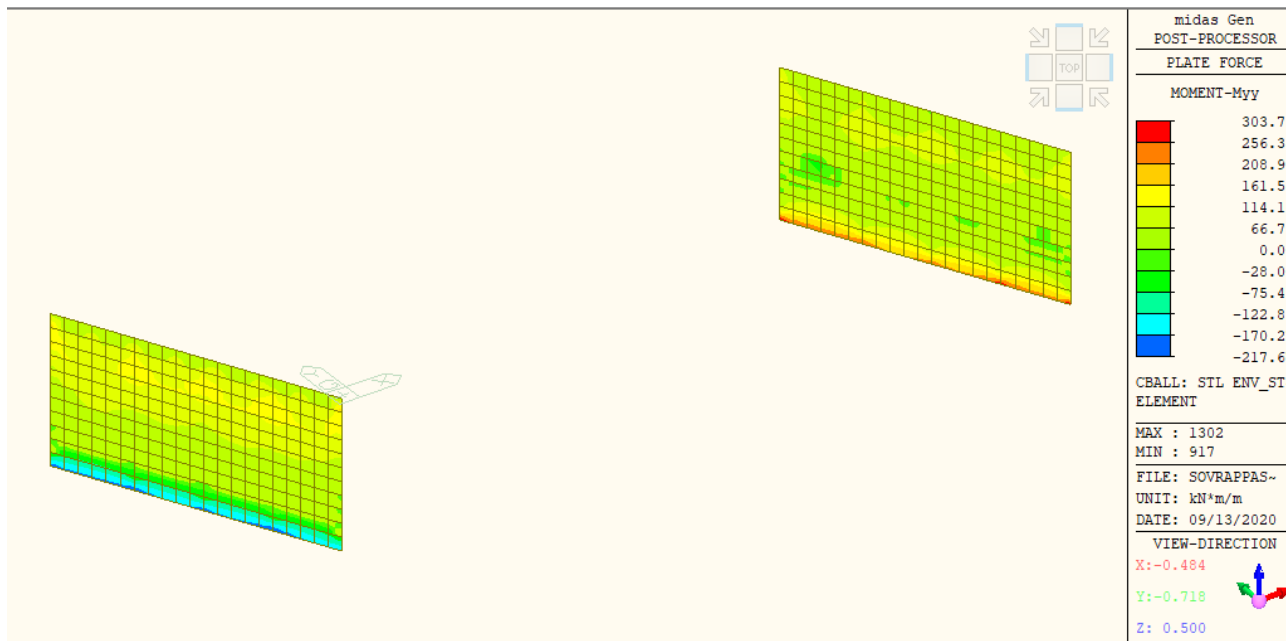


Figura 28: Momenti flettenti sui muri della spalle Myy (Involuppo combinazioni SLU e SLV)

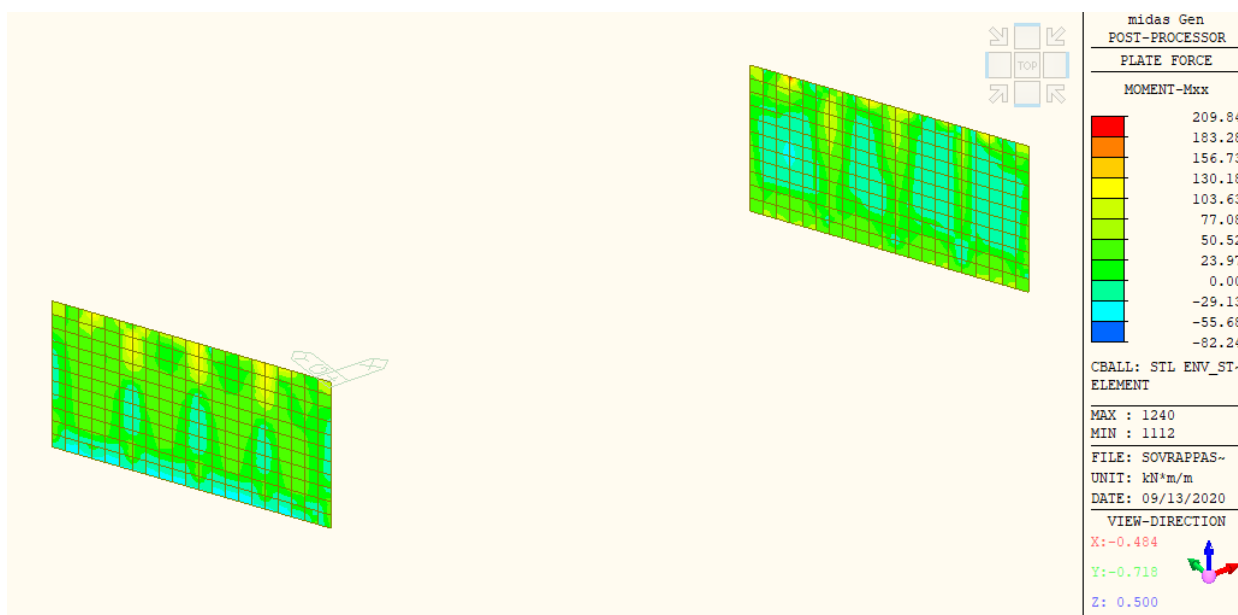


Figura 29: Momenti flettenti sui muri della spalle Mxx (Involuppo combinazioni SLU e SLV)

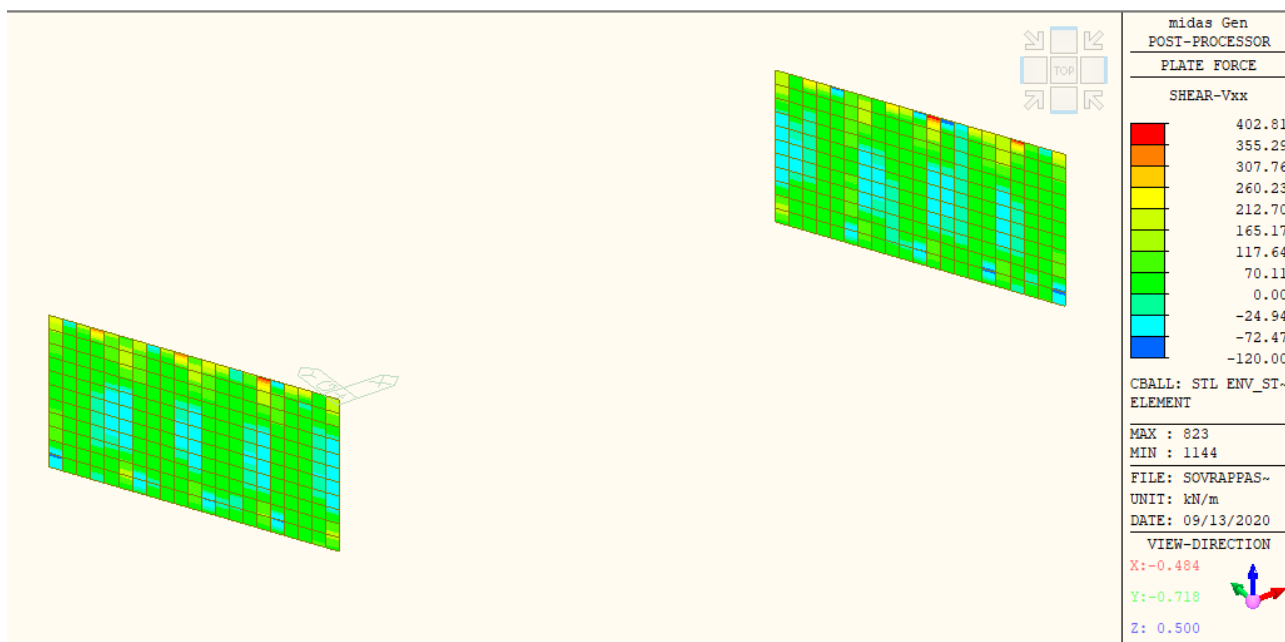


Figura 30: Sforzi di taglio sui muri della spalle Vxx (Inviluppo combinazioni SLU e SLV)

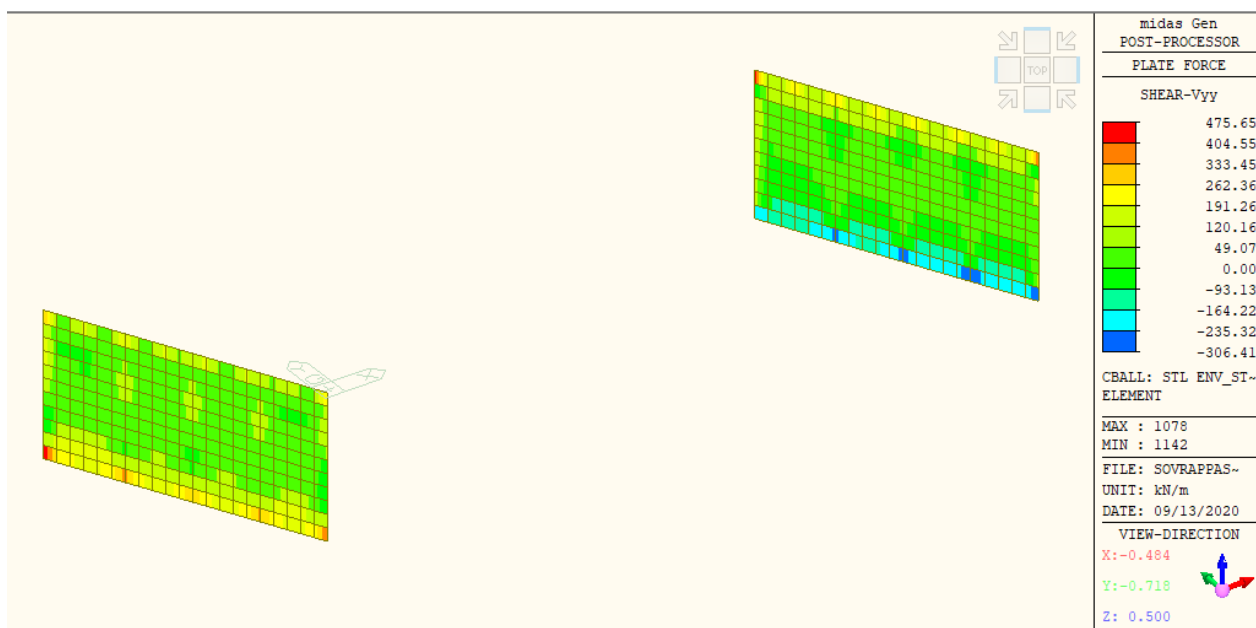


Figura 31: Sforzi di taglio sui muri della spalle Vyy (Inviluppo combinazioni SLU e SLV)

9.1.1 Contrafforti

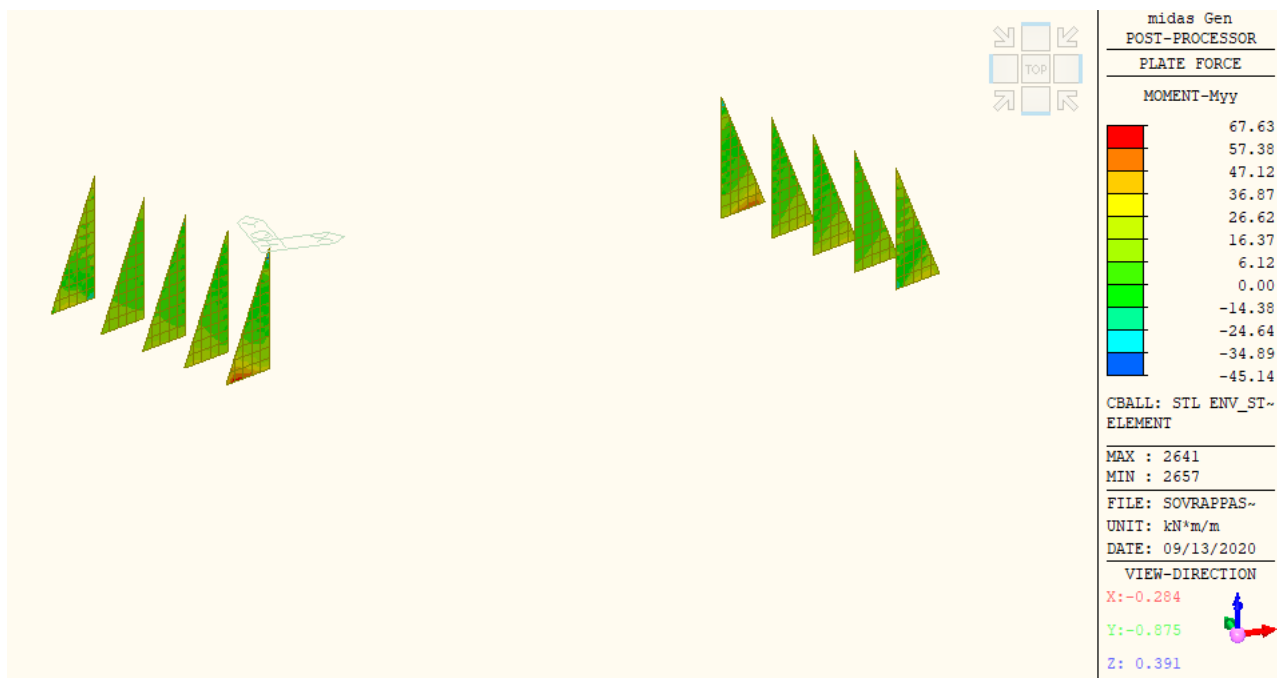


Figura 32: Momenti flettenti sui contrafforti Myy (Inviluppo combinazioni SLU e SLV)

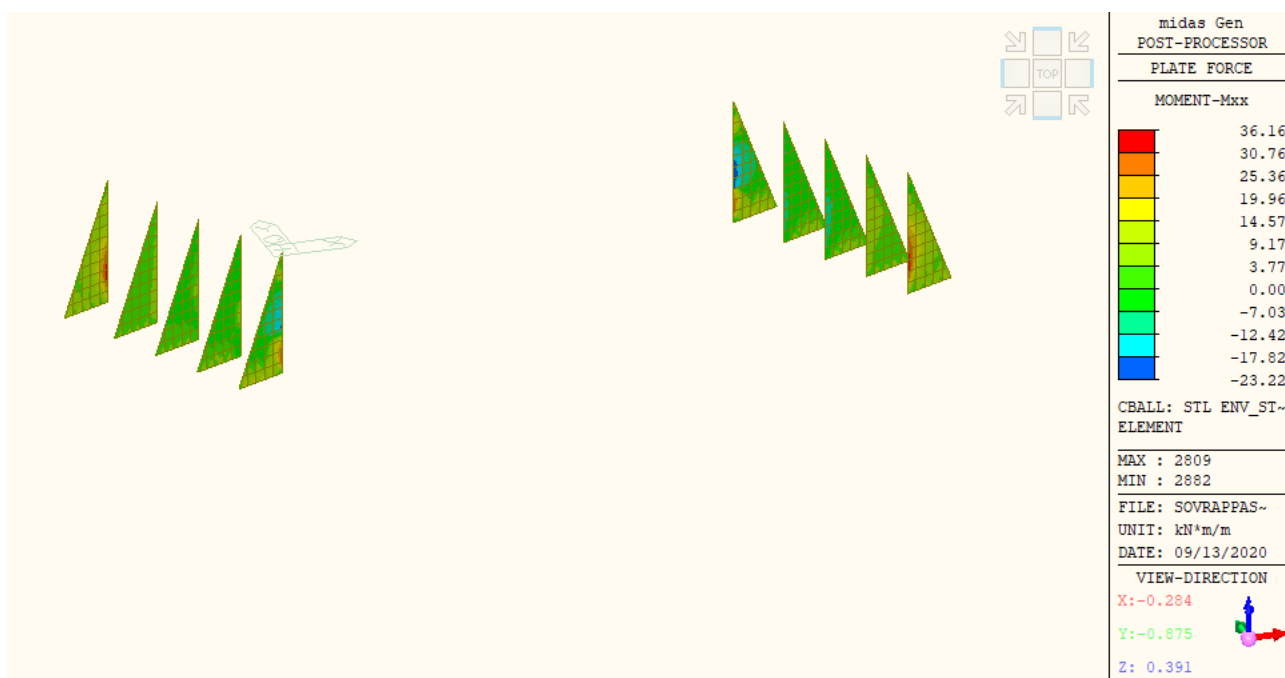


Figura 33: Momenti flettenti sui contrafforti Mxx (Inviluppo combinazioni SLU e SLV)

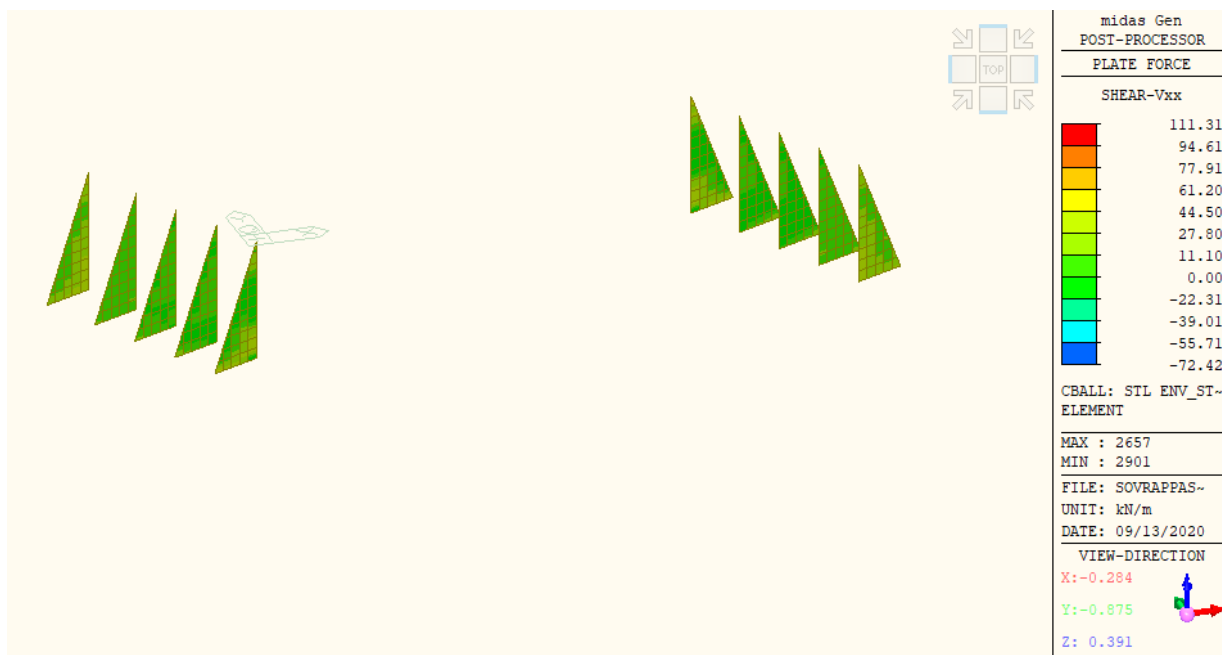


Figura 34: Sforzi di taglio sui contrafforti Vxx (Inviluppo combinazioni SLU e SLV)

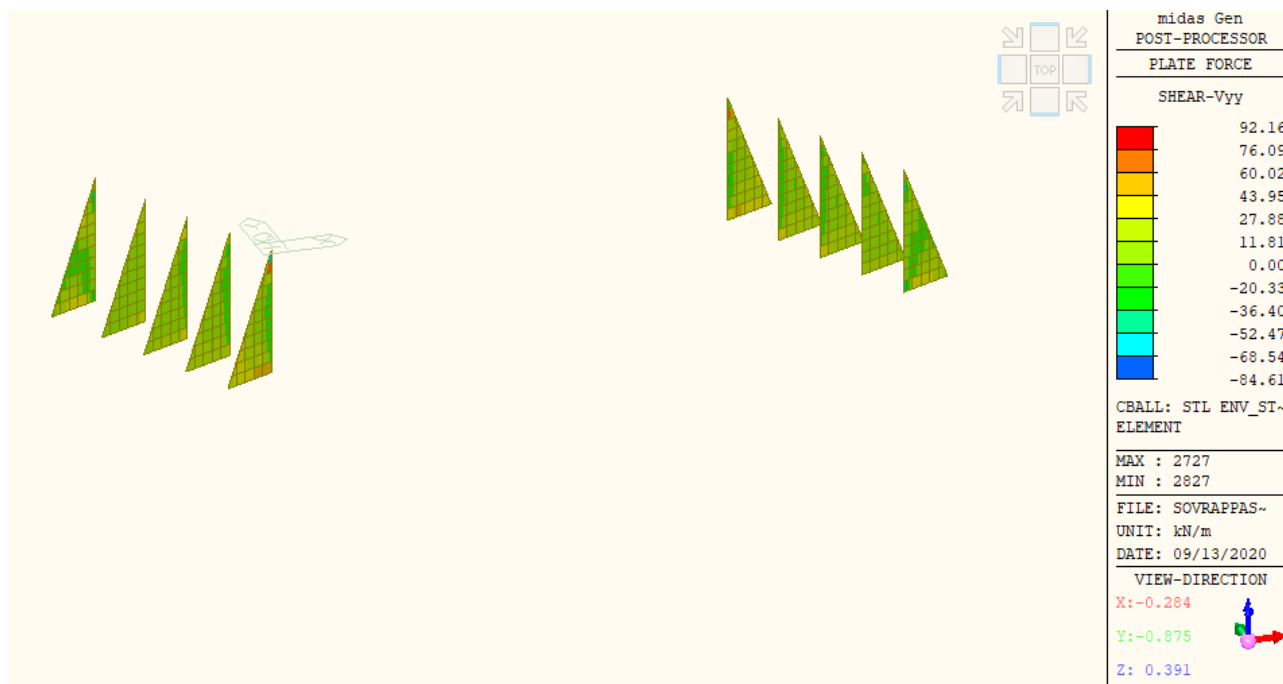


Figura 35: Sforzi di taglio sui contrafforti Vyy (Inviluppo combinazioni SLU e SLV)

9.1.1 Platea di fondazione

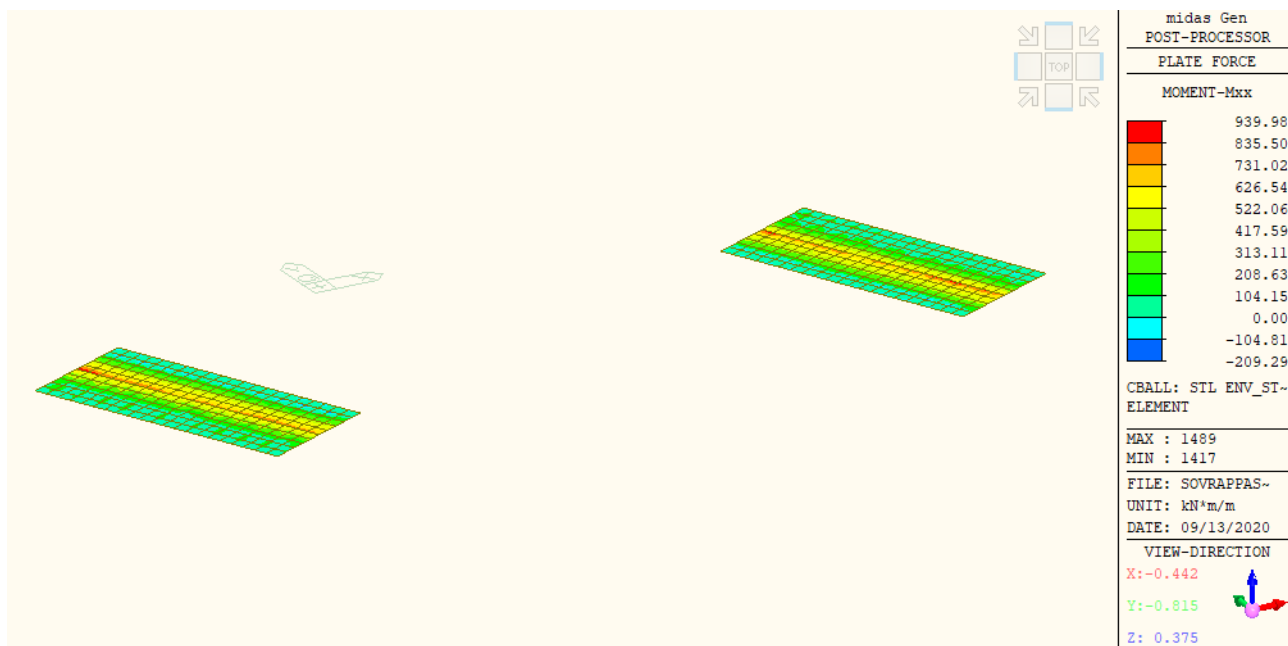


Figura 36: Momenti flettenti sulla platea Mxx (Inviluppo combinazioni SLU e SLV)

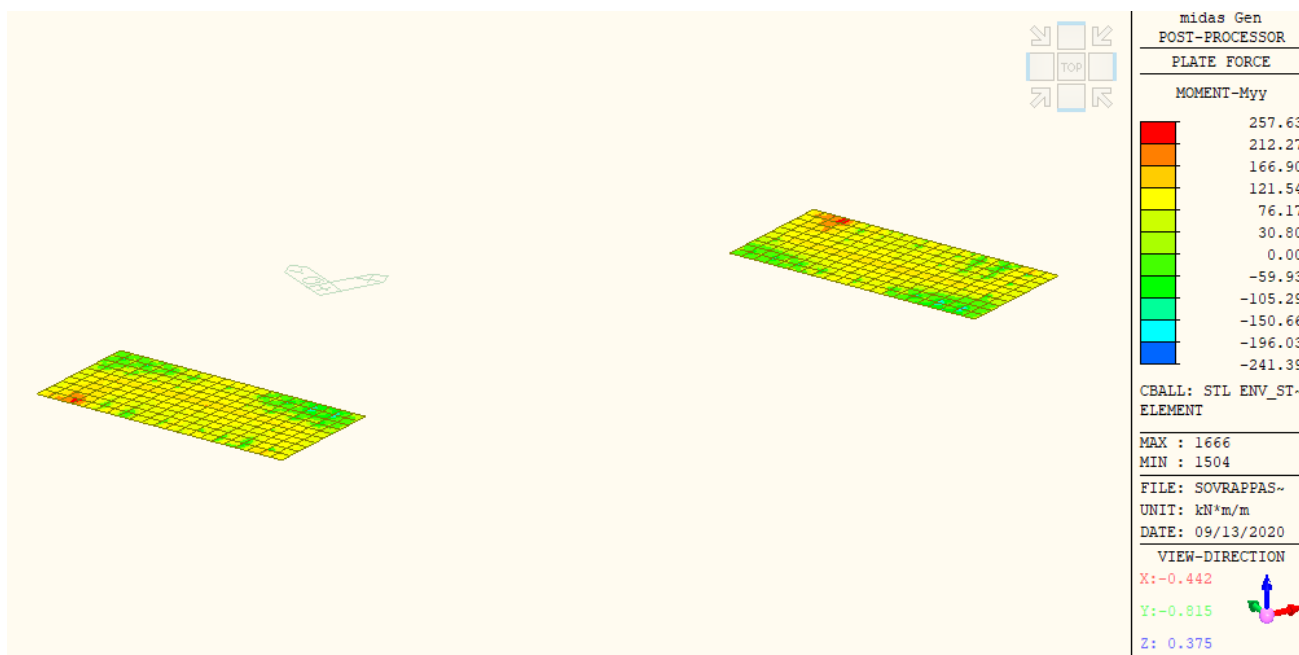


Figura 37: Momenti flettenti sulla platea Myy (Inviluppo combinazioni SLU e SLV)

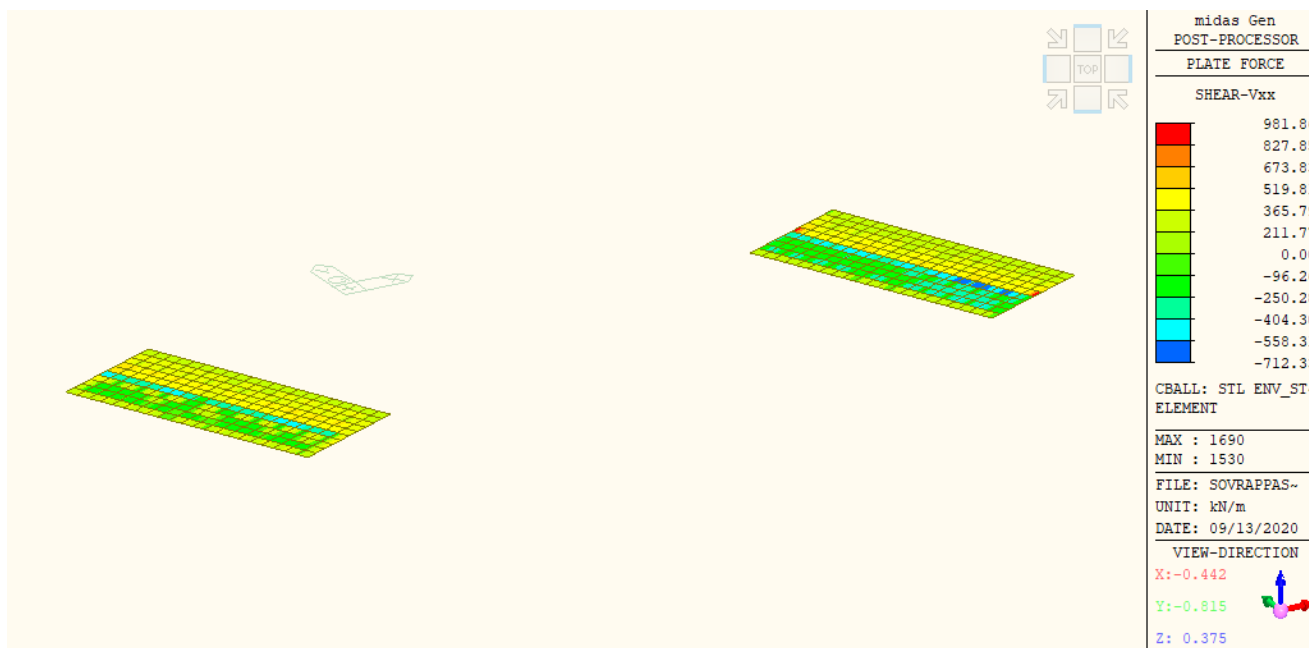


Figura 38: Sforzi di taglio sulla platea Vxx (Involuppo combinazioni SLU e SLV)

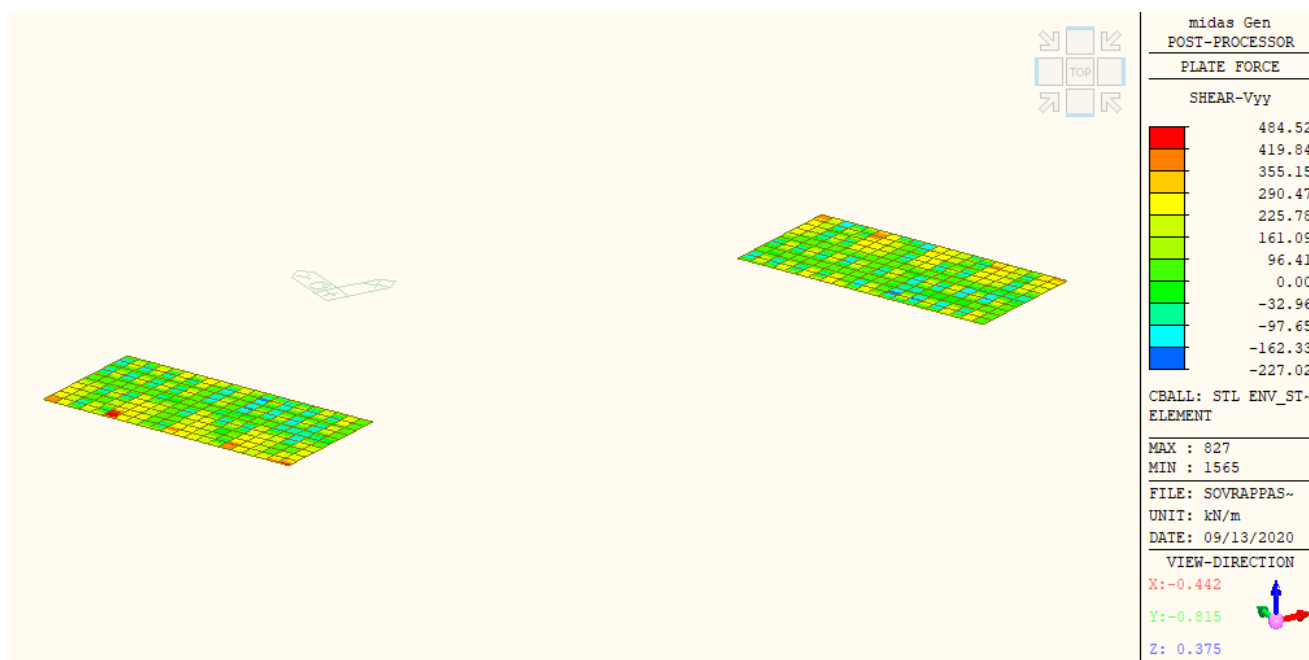


Figura 39: Sforzi di taglio sulla platea Vyy (Involuppo combinazioni SLU e SLV)

9.1.2 Pali di fondazione

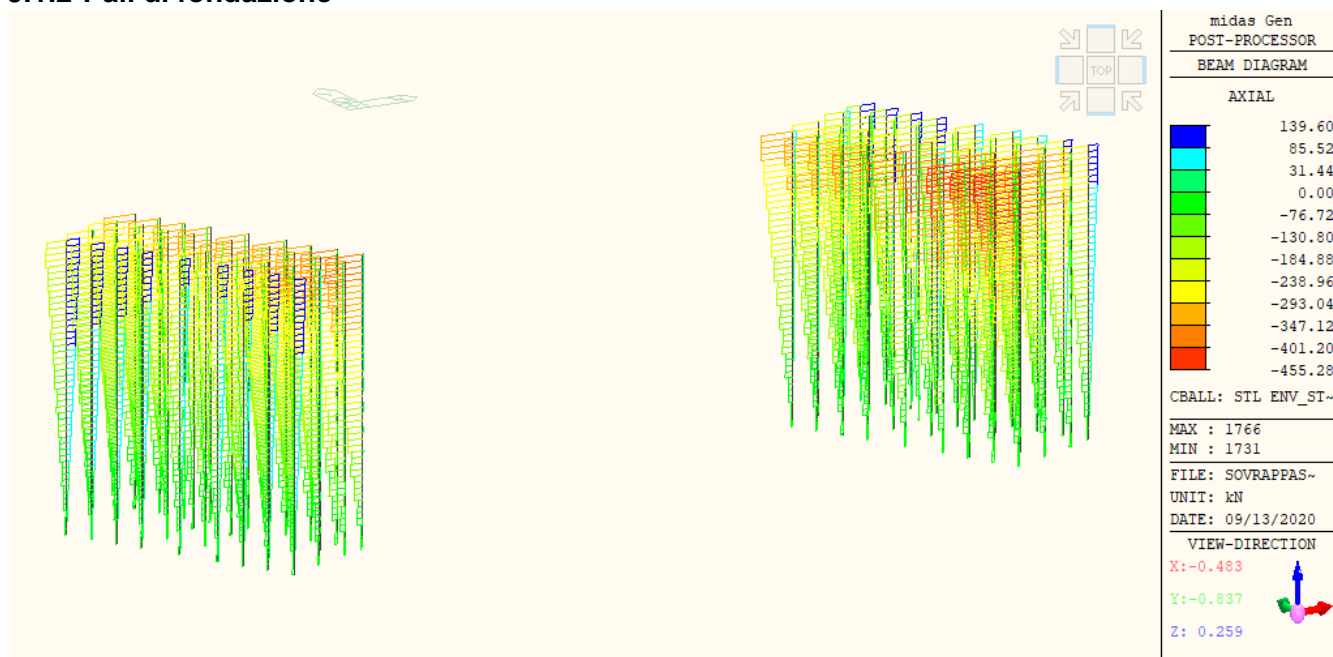


Figura 40: Sforzi assiali sui pali N (Involuppo combinazioni SLU e SLV)

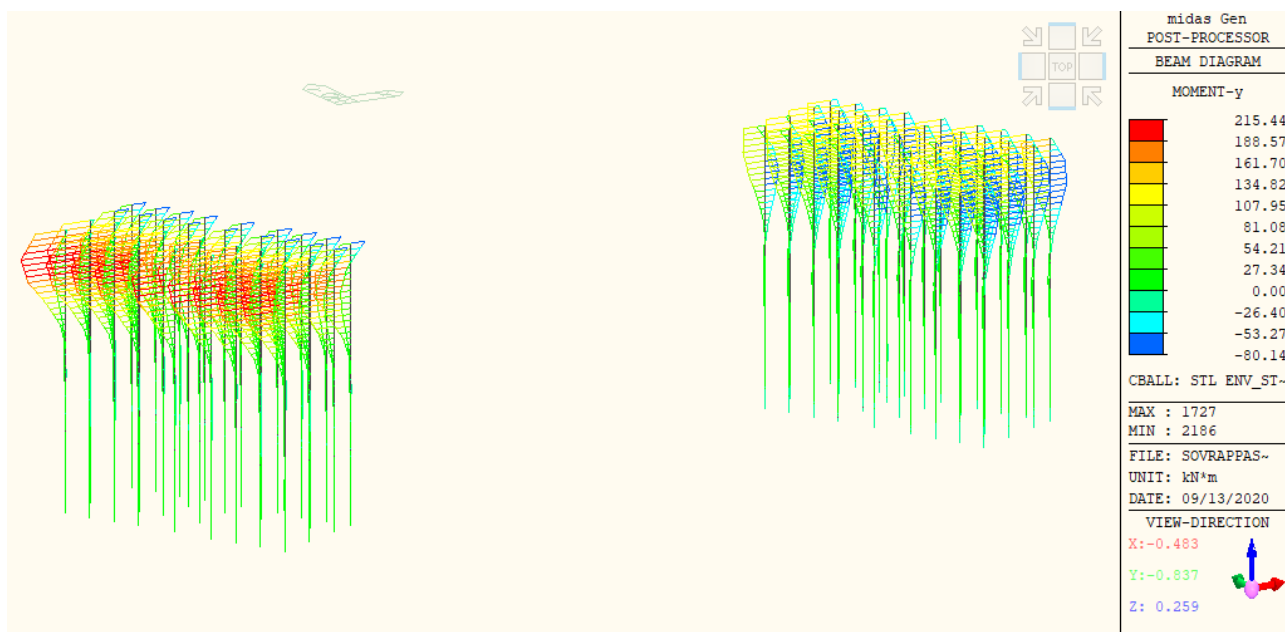


Figura 41: Momenti flettenti sui pali My (Involuppo combinazioni SLU e SLV)

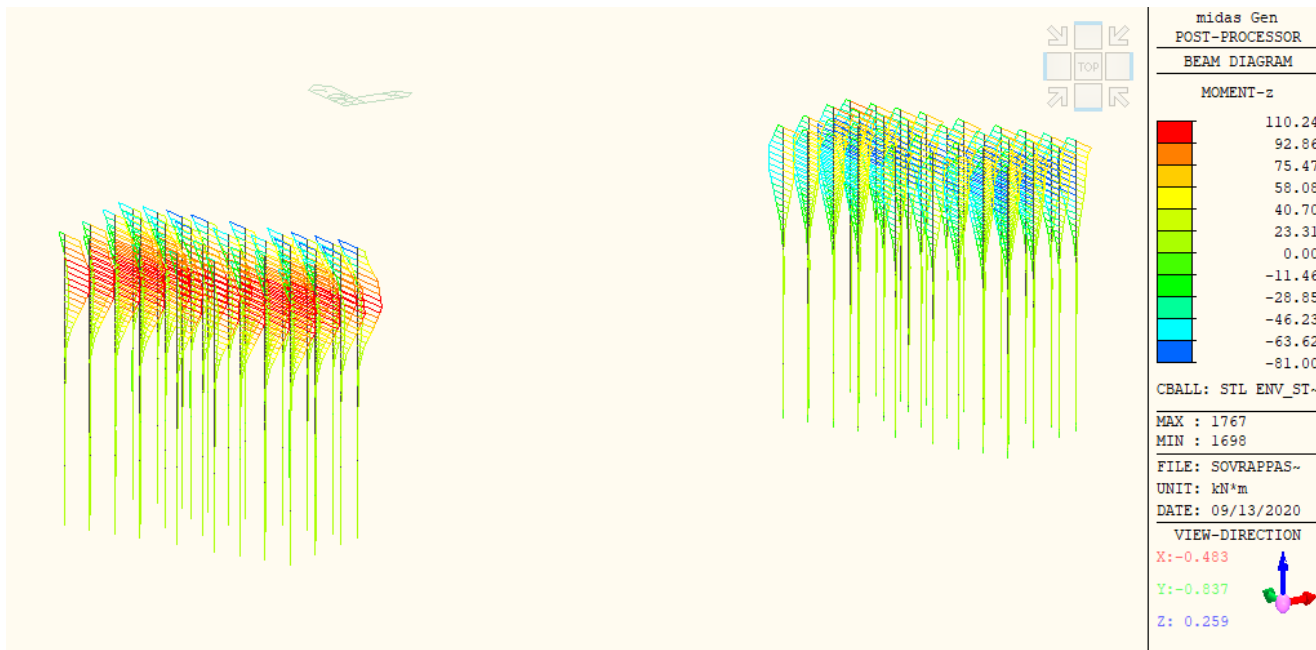


Figura 42: Momenti flettenti sui pali M_z (Inviluppo combinazioni SLU e SLV)

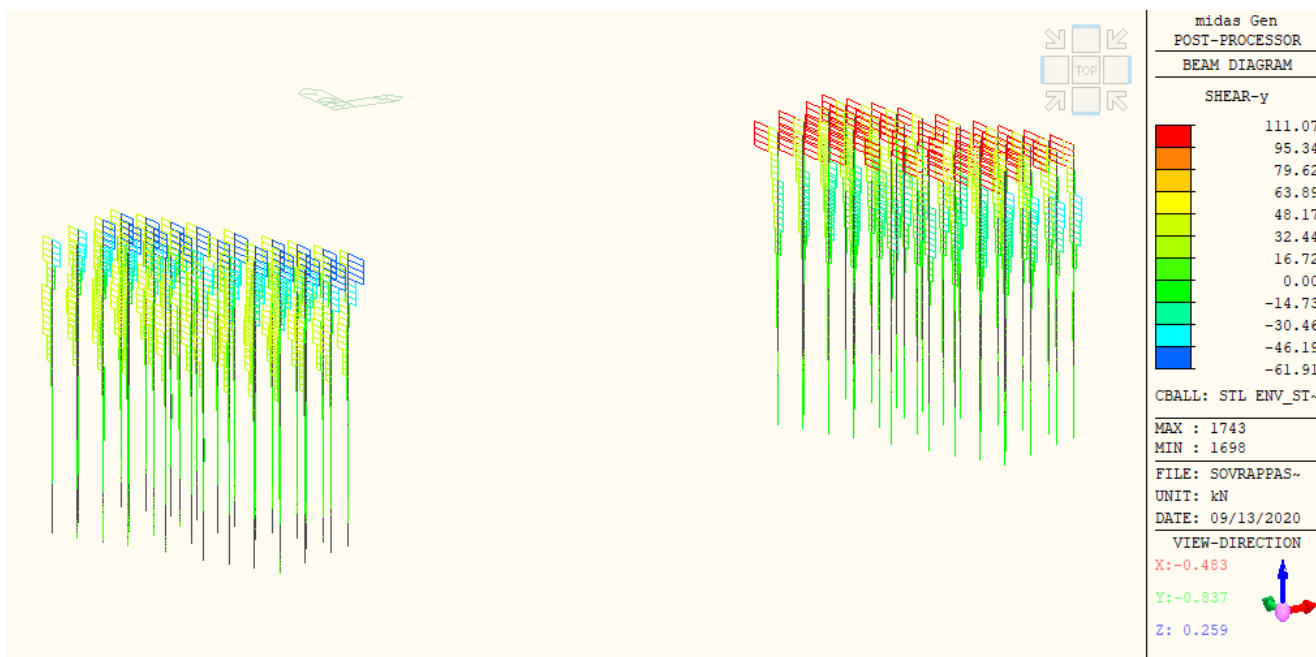


Figura 43: Sforzi taglienti sui pali F_y (Inviluppo combinazioni SLU e SLV)

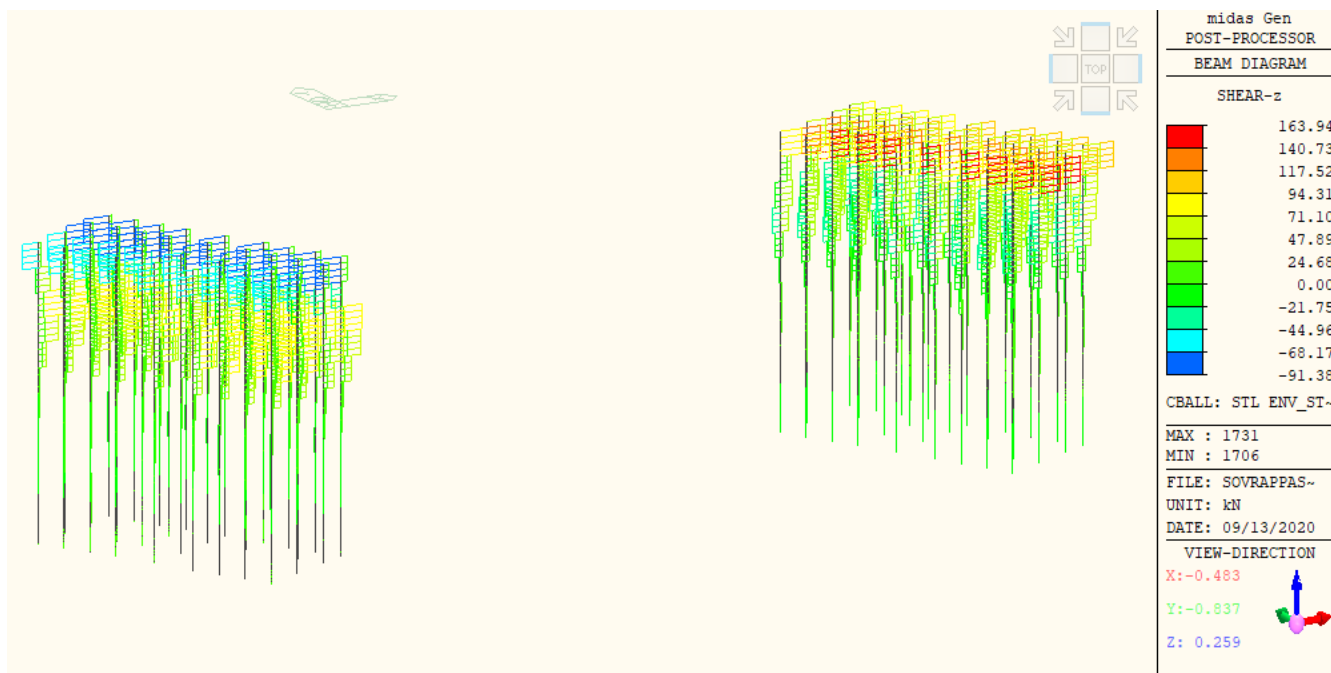


Figura 44: Sforzi taglienti sui pali Fz (Involuppo combinazioni SLU e SLV)

9.1.8 Stato di deformazione

Si valutano gli spostamenti orizzontali dei nodi dell'impalcato, nella direzione perpendicolare e trasversale all'asse del ponte per le combinazioni sismiche.

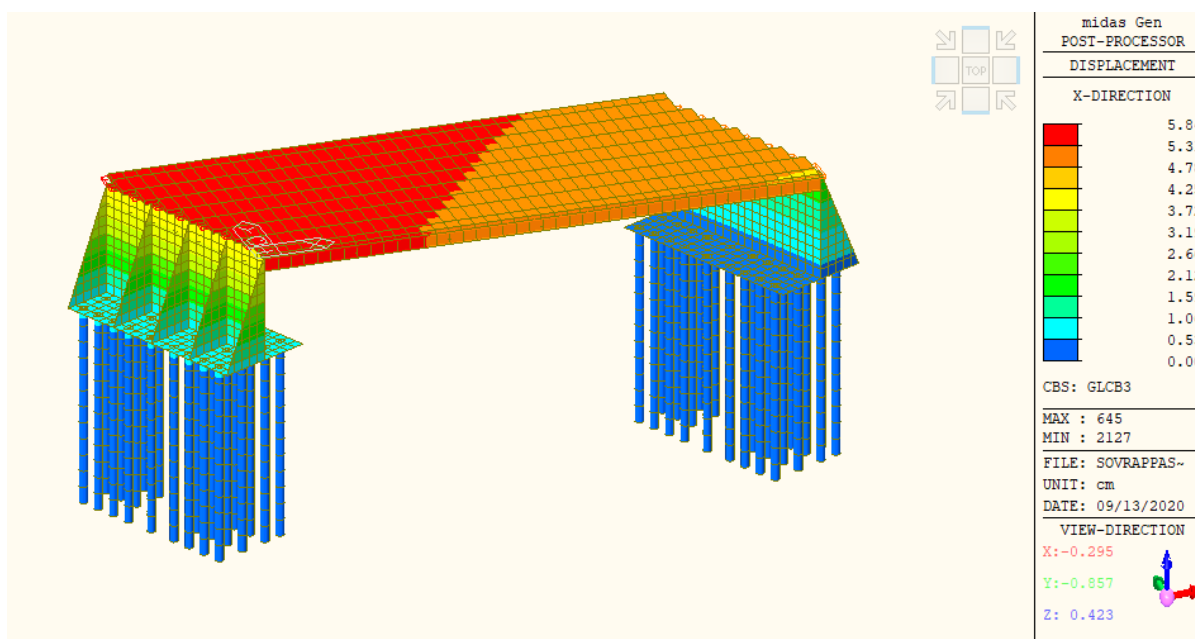


Figura 45: Spostamenti in direzione X (Combinazioni sisma SLV X)

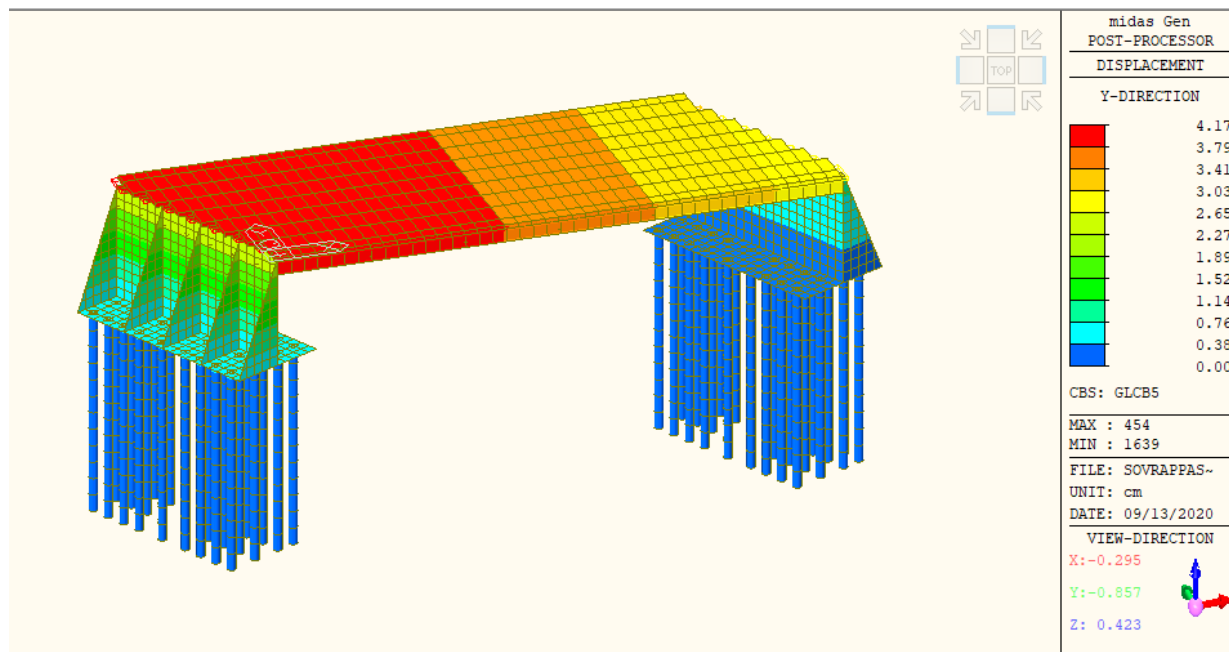


Figura 46: Spostamenti in direzione Y (Combinazioni sisma SLV Y)

Si osserva che i massimi spostamenti in X e Y risultano dell'ordine dei 6 cm, valori pienamente compatibili con la tipologia di struttura in esame.

Analizzando gli spostamenti verticali si osserva che i massimi abbassamenti in combinazione agli SLE rara risulta pari a 17,64 cm per le travi in mezzzeria d'impalcato più caricate.

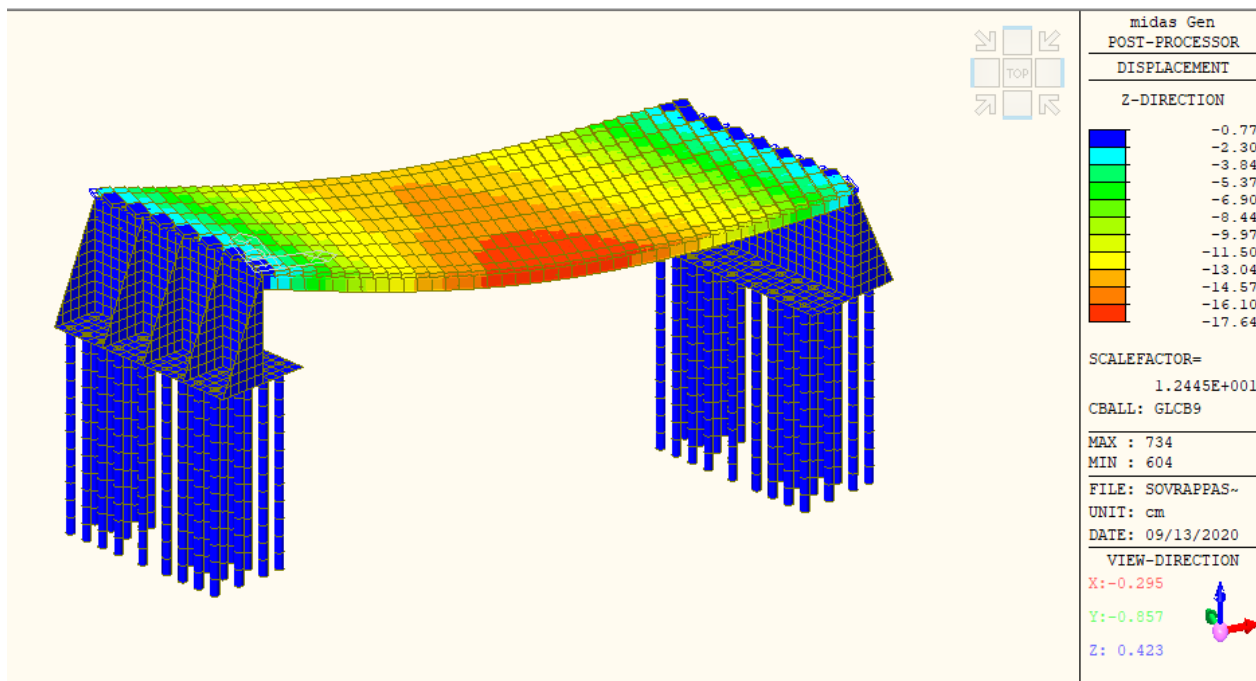


Figura 47: Abbassamenti verticali in combinazione SLE Rara

In particolare gli abbassamenti massimi dovuti esclusivamente ai carichi permanenti risultano pari a 10,10 cm, mentre gli abbassamenti dovuti ai soli carichi mobili da traffico risultano pari a 6,78 cm

Si ritiene dunque utile assegnare all'impalcato una contromonta con valore massimo in mezzzeria pari a 10 cm per compensare gli abbassamenti dovuti ai carichi permanenti.

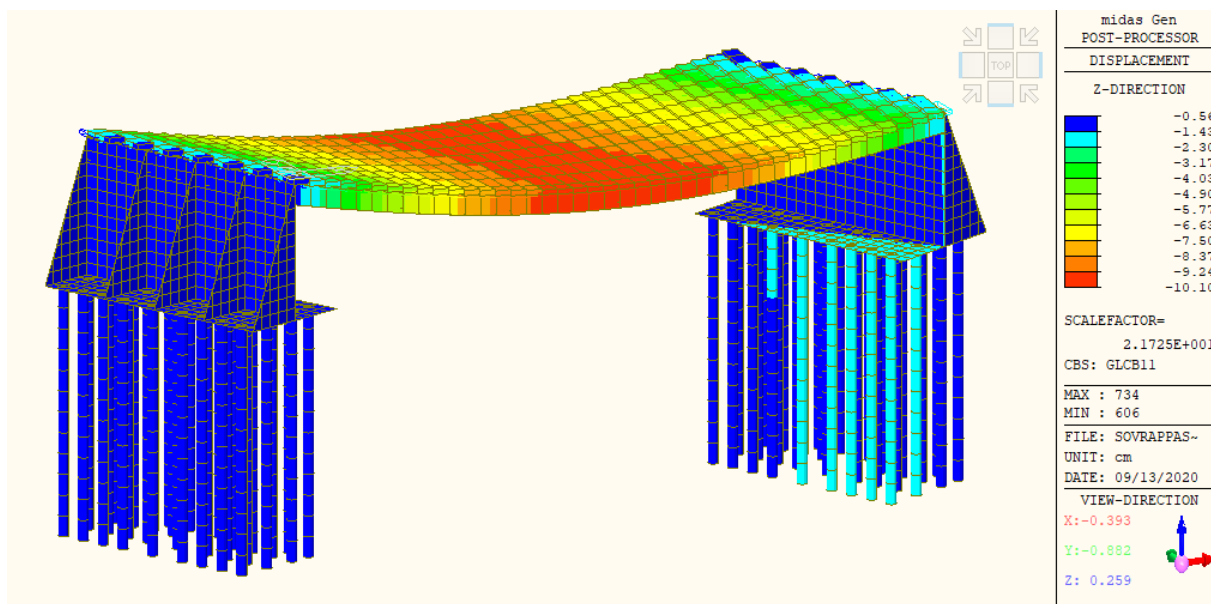


Figura 48: Abbassamenti verticali per i carichi permanenti portati

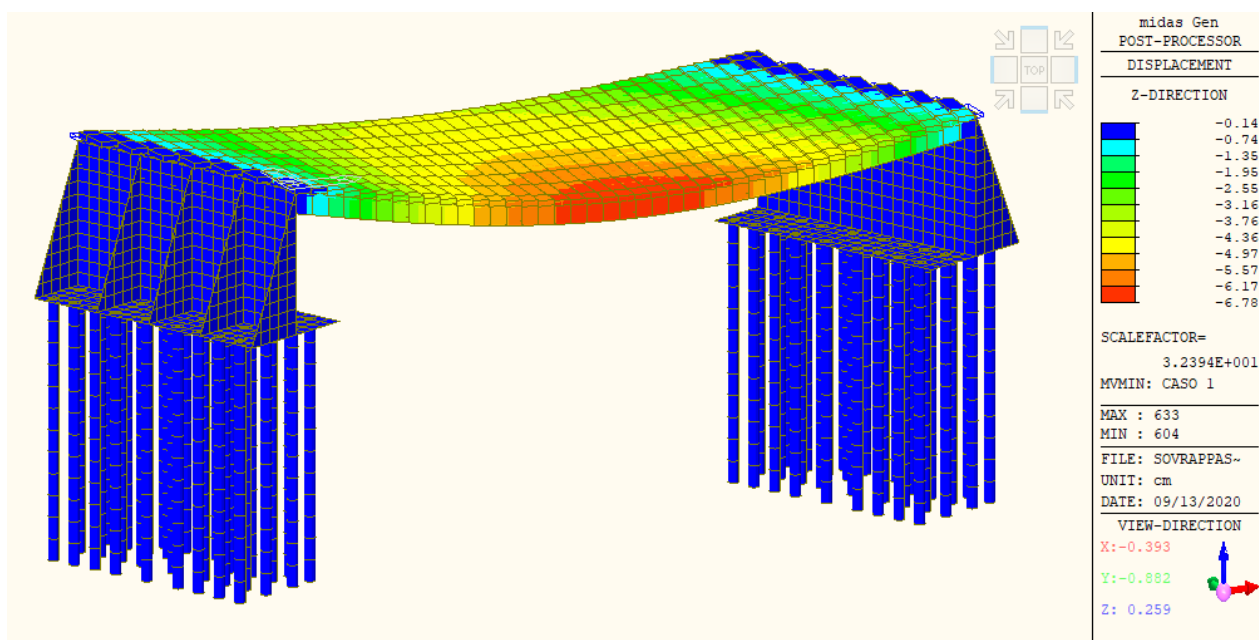


Figura 49: Abbassamenti verticali per i carichi variabili da traffico

1.26 VERIFICHE STRUTTURALI

Nei seguenti paragrafi si riportano i risultati delle verifiche agli SLU e agli SLE effettuate per ogni elemento strutturale,

per la combinazione di carico risultata essere la più gravosa per l'elemento in esame. Nelle combinazioni di carico esaminate sono comprese quelle relative alle singole fasi di costruzione.

1.27 VERIFICHE SOLETTA

I momenti indotti in soletta dagli effetti di ripartizione dei carichi mobili e dagli effetti dei carichi locali, riportati graficamente nei paragrafi precedenti valgono:

$M_{sd}^+ = 45 \text{ kNm}$ Momento flettente positivo in campata

$M_{sd}^- = -55 \text{ kNm}$ Momento flettente negativo in appoggio

Di seguito si riportano le verifiche, a flessione, eseguite per la combinazione di calcolo SLU mediante il programma VCASLU del Prof. Gelfi. Ponendo $5\Phi 16$ al lembo superiore (con baricentro a 3cm dall'intradosso) e $5\Phi 16$ al lembo inferiore (con baricentro a 3 cm dall'intradosso) si ottiene, rispettivamente:

$$M_{Rd} = 66,45 \text{ kNm} > 55 \text{ kNm} = M_{sd}$$

Le verifiche risultano pertanto soddisfatte.

Titolo : _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	20

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10,05	2
2	10,05	18

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd

L₀ cm

Precompresso

Materiali

B450C	C32/40
ϵ_{su} 67,5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm ²	ϵ_{cu} 3,5 ‰
E_s 200 000 N/mm ²	f_{cd} 18,13
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0,8
ϵ_{syd} 1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 12,25
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm ²	τ_{co} 0,7333
	τ_{c1} 2,114

M_{xRd} 66,42 kN m

σ_c -18,13 N/mm²

σ_s 391,3 N/mm²

ϵ_c 3,5 ‰

ϵ_s 24,96 ‰

d 18 cm

x 2,214 x/d 0,123

δ 0,7

Figura 50: Verifiche a flessione, SLU

1.28 VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI

9.1.3 Verifiche della sezione composta acciaio-calcestruzzo

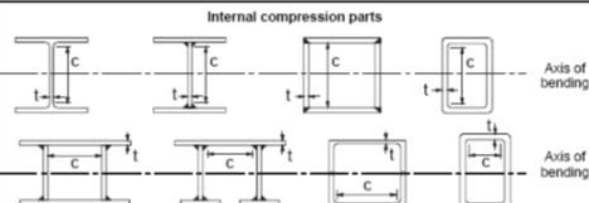
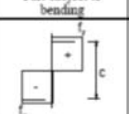
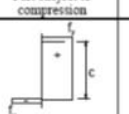
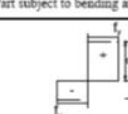
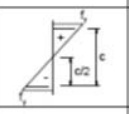
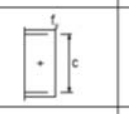
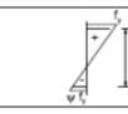
Si riportano nei tabulati seguenti le verifiche per le travi principali nelle combinazioni che massimizzano le sollecitazioni agenti.

HL1100M			
Altezza della sezione trasversale	h	1108.00	[mm]
Larghezza della sezione trasversale	b	402.00	[mm]
Spessore dell'anima	t _w	22.00	[mm]
Spessore delle ali	t _f	40.00	[mm]
Raggio di raccordo	r	20.00	[mm]
Eventuale spessore della saldatura delle ali con l'anima	s	0.00	[mm]

CARATTERISTICHE MECCANICHE			
Altezza tra le ali	h _i	1028.00	[mm]
Altezza della porzione saldabile	d	988.00	[mm]
Area della sezione trasversale	A	551.2	[cm ²]
Area della sezione resistente al taglio agente lungo z	A _{vz}	254.39	[cm ²]
Area della sezione resistente al taglio agente lungo y	A _{vy}	321.60	[cm ²]
Momento d'inerzia attorno all'asse forte	I _{yy}	1125574	[cm ⁴]
Momento d'inerzia attorno all'asse debole	I _{zz}	43410	[cm ⁴]
Raggio d'inerzia attorno all'asse forte	i _{yy}	45.19	[cm]
Raggio d'inerzia attorno all'asse debole	i _{zz}	8.87	[cm]
Modulo di resistenza elastico attorno all'asse forte	W _{el,yy}	20317.2	[cm ³]
Modulo di resistenza elastico attorno all'asse debole	W _{el,zz}	2159.7	[cm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	W _{pl,yy}	23160.7	[cm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse debole	W _{pl,zz}	3361.8	[cm ³]
Momento d'inerzia torsionale	I _t	2129.5	[cm ⁴]
Costante di warping	I _w	#####	[cm ⁶]

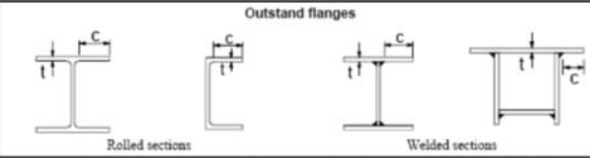
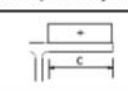

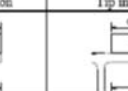
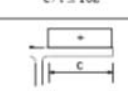
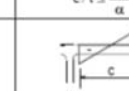
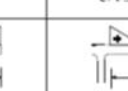
CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE			
Valore di snervamento dell'acciaio	f _y	355	[MPa]
Valore di rottura dell'acciaio	f _u	510	[MPa]
Coefficiente ε	ε	0.81	[-]
Classificazione dell'anima			
Altezza dell'anima depurata dei raccordi o delle saldature	c	988.00	[mm]
Spessore dell'anima	t _w	22.00	[mm]
Rapporto tra altezza e spessore	c/t _w	44.91	[-]
Classificazione dell'anima per flessione		CLASSE 1	
Classificazione dell'anima per compressione		CLASSE 4	
Classificazione delle ali			
Semi larghezza delle ali depurata dei raccordi o delle saldature	c	170	[mm]
Spessore delle ali	t _f	40.00	[mm]
Rapporto tra semi larghezza e spessore	c/t _f	4.25	[-]
Classificazione delle ali per flessione		CLASSE 1	

Table 5.2 (sheet 1 of 3): Maximum width-to-thickness ratios for compression parts

Internal compression parts															
															
Class	Part subject to bending	Part subject to compression	Part subject to bending and compression												
															
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$	when $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha - 1}$ when $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36\epsilon}{\alpha}$												
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$	when $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha - 1}$ when $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$												
															
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$	when $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ when $\psi \leq -1$: $c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$												
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$ <table border="1" style="display: inline-table; vertical-align: middle;"> <tr> <td>f_y</td> <td>235</td> <td>275</td> <td>355</td> <td>420</td> <td>460</td> </tr> <tr> <td>ϵ</td> <td>1,00</td> <td>0,92</td> <td>0,81</td> <td>0,75</td> <td>0,71</td> </tr> </table>				f_y	235	275	355	420	460	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
f_y	235	275	355	420	460										
ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71										

^{a)} $\psi \leq -1$ applies where either the compression stress $\sigma \leq f_y$ or the tensile strain $\epsilon_t > f_y/E$

Table 5.2 (sheet 2 of 3): Maximum width-to-thickness ratios for compression parts

Outstand flanges															
															
Class	Part subject to compression	Part subject to bending and compression													
		Tip in compression	Tip in tension												
															
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$												
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$												
															
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_s}$													
For k_s , see EN 1993-1-5															
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$ <table border="1" style="display: inline-table; vertical-align: middle;"> <tr> <td>f_y</td> <td>235</td> <td>275</td> <td>355</td> <td>420</td> <td>460</td> </tr> <tr> <td>ϵ</td> <td>1,00</td> <td>0,92</td> <td>0,81</td> <td>0,75</td> <td>0,71</td> </tr> </table>				f_y	235	275	355	420	460	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
f_y	235	275	355	420	460										
ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71										

CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE COMPOSTA SOGGETTA A MOMENTO POSITIVO

Lunghezza della trave	L	33.00 [m]
Interasse di competenza	i	1.63 [m]

MATERIALI						
Calcestruzzo	Classe	32/40				
	f_{ck}	33.20	[N/mm ²]			
	E_{cm}	33643	[N/mm ²]			
	γ_c	1.50	[-]		Coeff. Parziale di sicurezza	
	$n_1 = E_a/E_{cm}$	6.24	[-]		Effetti di breve termine	
	$n_2 = E_a/(E_{cm}/3)$	18.73	[-]		Effetti di lungo termine	
Armature da calcestruzzo	Acciaio	B450C				
	f_{sk}	450.00	[N/mm ²]			
	E_s	210000	[N/mm ²]			
	γ_s	1.15	[-]		Coeff. Parziale di sicurezza	
Acciaio da carpenteria	f_y	355	[N/mm ²]			
	E_a	210000	[N/mm ²]			
	γ_a	1.10	[-]		Coeff. Parziale di sicurezza	
Connettori a taglio	f_u	450.00	[N/mm ²]			
	γ_v	1.25	[-]		Coeff. Parziale di sicurezza	
	Diametro del connettore	d	16.00	[mm]		<i>Connettore non duttile</i>
	Altezza del connettore	h	150.00	[mm]		<i>Connettore duttile</i>
		h/d	9.38	[-]		
		α	1.00	[-]		

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE A STATO LIMITE ULTIMO

Fase provvisoriale	$q_{d,1}$	16.19 [kN/m]
	$M_{Ed,1}$	2203.51 [kNm]
	$V_{Ed,1}$	267.09 [kN]
Fase definitiva	$q_{d,2}$	54.09 [kN/m]
	$M_{Ed,2}$	7363.08 [kNm]
	$V_{Ed,2}$	892.49 [kN]

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Fase provvisoriale (profilo singolo)

Profilo metallico utilizzato	HL1100M
Classificazione flessionale del profilo	CLASSE 1
Area della sezione trasversale	A_a 55119 [mm ²]
Area di taglio	$A_{v,a}$ 25439 [mm ²]
Momento d'inerzia	$I_{a,y}$ 1.126E+10 [mm ⁴]
Modulo di resistenza	$W_{a,y}$ 2.316E+07 [mm ³]

Loading and support conditions	Bending moment diagram	C_1	C_2
		1,127	0,454
		2,578	1,554
		1,348	0,630
		1,883	1,645

Note: the critical moment M_{cr} is calculated for the section with the maximal moment along the member

Lunghezza critica	L_{cr}	5500 [mm]
Coefficiente di forma del momento	k_C	0.94 [-]
Coefficienti di momento critico	C_1	1.127 [-]
	C_2	0.000 [-]
Momento critico euleriano	M_{cr}	19612.26 [kNm]
Snellezza flessione torsionale	λ_{LT}	0.647 [-]
	λ_{LT0}	0.400 [-]
	β_{LT}	0.750 [-]
Coefficienti di snellezza	h/b	2.76 [-]
	α_{LT}	0.49 [-]
	ϕ_{LT}	0.718 [-]
Coefficienti di riduzione	$\chi_{LT,1}$	0.858 [-]
	$\chi_{LT,2}=1/\lambda_{LT}^2$	2.385 [-]
	$\chi_{LT,1} < 1$	OK
	$\chi_{LT,1} < \chi_{LT,2}$	OK
	f	0.971 [-]
	$f < 1$	OK
	$\chi_{LT,mod}$	0.883 [-]

Moment distribution	k_c
	1,0
	$\frac{1}{1,33 - 0,33\psi}$
	0,94
	0,90
	0,91
	0,86
	0,77
	0,82

Momento resistente della sezione	$M_{pl,a,Rd}$	7474.59 [kNm]	>	2203.51 [kNm]
Momento di Lateral Buckling	$M_{b,a,Rd}$	6599.01 [kNm]	>	2203.51 [kNm]
Taglio resistente della sezione	$V_{Rd,a}$	4740.03 [kN]	>	267.09 [kN]

Fase definitiva (profilo composto)

Numero ferri al lembo compresso	n_l	15 [-]
Diametro armatura compressa	ϕ	12 [mm]
Area complessiva armatura compressa	A'_s	1696 [mm ²]
Pos. armatura dal lembo sup.	d'	30 [mm]
Spessore della soletta collaborante	h_c	200 [mm]
Larghezza efficace della soletta	b_{eff}	1600 [mm]

Progetto Definitivo

Momento resistente della sezione	$M_{pl,Rd}$	8521.50 [kNm]
Taglio resistente della sezione	$V_{Rd,a}$	4740.03 [kN]

Si osserva che

$$M_{pl,Rd} = 8.521,50 \text{ kNm} > M_{Sd} = 7314 \text{ kNm}$$

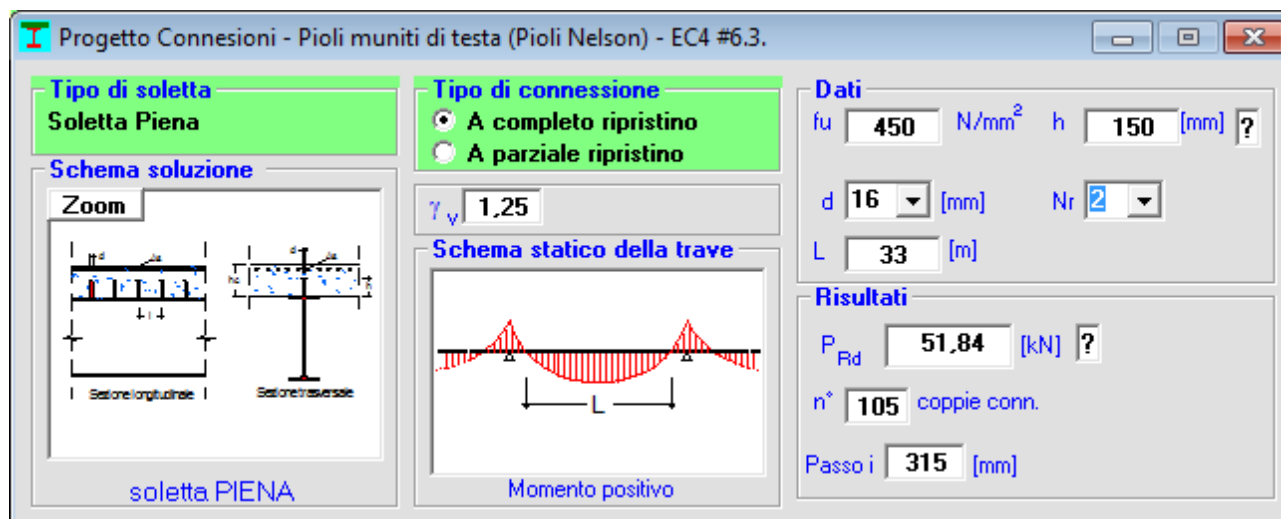
VERIFICA A FLESSIONE SODDISFATTA

$$V_{Rd} = 4740 \text{ kN} > V_{Sd} = 1039 \text{ kN}$$

VERIFICA A TAGLIO SODDISFATTA

9.1.4 Verifiche dei pioli di connessione

La tabella seguente riporta il calcolo dei pioli necessari per garantire una connessione a completo ripristino. Risultano necessari per ogni trave n°105 coppie di pioli.



Progetto Connessioni - Pioli muniti di testa (Pioli Nelson) - EC4 #6.3.

Tipo di soletta: Soletta Piena

Tipo di connessione: A completo ripristino, A parziale ripristino

Dati: f_u 450 [N/mm²], h 150 [mm], d 16 [mm], N_r 2, L 33 [m]

Risultati: P_{Rd} 51,84 [kN], n° 105 coppie conn., Passo i 315 [mm]

Schema soluzione: Zoom, Sezione longitudinale, Sezione trasversale

Schema statico della trave: γ_v 1,25, Momento positivo

Da progetto sono previste coppie di pioli a passo 15 cm per i primi 8 m dagli appoggi e pioli a passo di 30 cm nella rimanente zona centrale di 17,50 m.

9.1.5 Verifiche delle unioni bullonate

Le travi principali saranno realizzate con n°3 pezzi di lunghezza rispettivamente 8 m – 17,50 m e 8 m collegate con giunto bullonato a coprigiunti come illustrato nello schema qui sotto e più dettagliatamente nelle tavole di progetto.

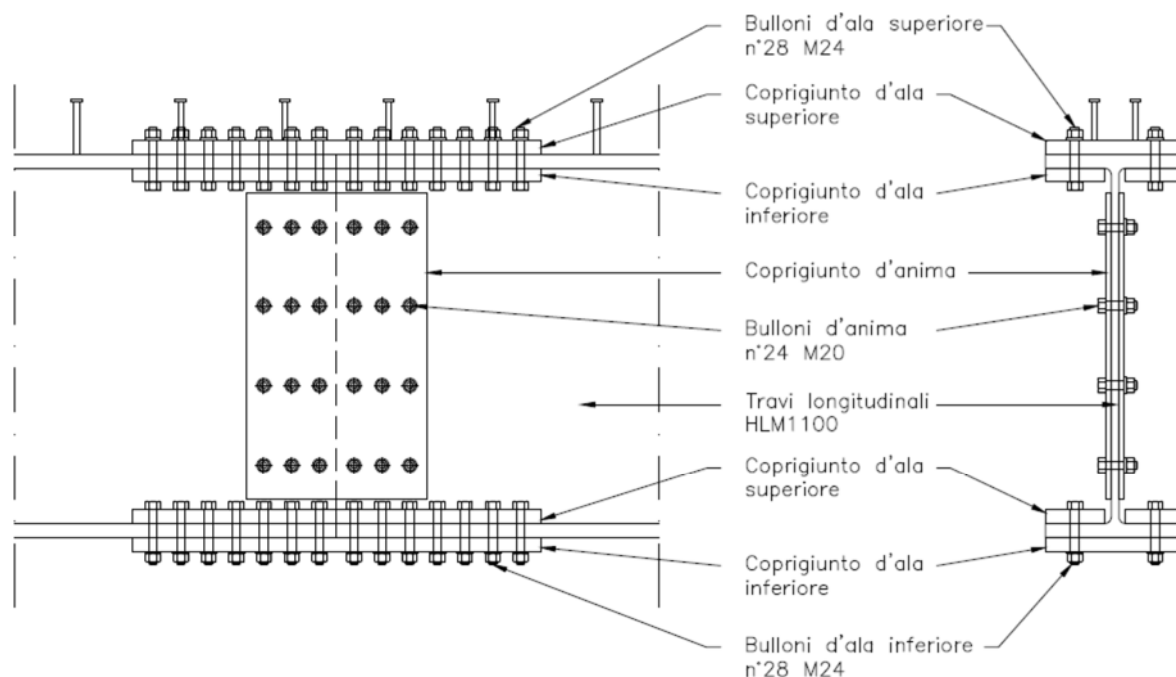


Figura 51: Schema del giunto sulle travi principali

Le giunzioni d'ala prevedono n°28 bulloni M24 classe 10.9 con coprigiunti di spessore 40 mm, mentre le giunzioni d'anima prevedono n°24 bulloni M20 classe 10.9 con coprigiunti di spessore 15 mm.

Nei tabulati seguenti si riporta la verifica dell'unione nei confronti delle sollecitazioni di progetto massime previste nella sezione interessata.

GIUNTO CON COPRIGIUNTI D'ALA E ANIMA - NTC2018

Materiali utilizzati

Profilo da giuntare e relativi coprigiunti

S 355

Valore di snervamento dell'acciaio del profilo	f_{yk}	355
Valore di rottura dell'acciaio del profilo	f_{uk}	510
Modulo di elasticità dell'acciaio del profilo	E_a	210.000
Coefficiente di sicurezza dell'acciaio del profilo	γ_{M0}	1.00
Coefficiente di sicurezza dell'acciaio del profilo	γ_{M2}	1.25

Bulloni d'ala

Classe 10.9

Valore di snervamento dell'acciaio del bullone	$f_{yb,f}$	900
Valore di rottura dell'acciaio del bullone	$f_{ub,f}$	1000
Coefficiente di sicurezza dell'acciaio del profilo	γ_{M2}	1.25

Bulloni d'anima

Classe 10.9

Valore di snervamento dell'acciaio del bullone	$f_{yb,w}$	900
Valore di rottura dell'acciaio del bullone	$f_{ub,w}$	1000
Coefficiente di sicurezza dell'acciaio del profilo	γ_{M2}	1.25

Caratteristiche meccaniche del profilo

HL 1100 M•

Distanza reciproca tra le travi da giuntare	g	10.00
Altezza della sezione trasversale	h_a	1108
Larghezza della sezione trasversale	b_a	402
Spessore dell'anima	$t_{w,a}$	22
Spessore dell'ala	$t_{f,a}$	40
Raggio di raccordo	r_a	20
Area della sezione trasversale	A_a	55120
Altezza della sezione trasversale al netto delle ali	$h_{i,a}$	1028
Altezza dell'anima	$h_{w,a}$	988
Diametro massimo consentito dei bulloni d'ala	$d_{bf,max}$	27
Passo minimo trasversale tra i bulloni d'ala	$p_{b,min}$	120
Passo massimo trasversale tra i bulloni d'ala	$p_{b,max}$	296
Momento d'inerzia della sezione trasversale	$I_{a,y}$	1.126E+10
Modulo di resistenza elastico	$W_{a,el,y}$	2.032E+07
Modulo di resistenza plastico	$W_{a,pl,y}$	2.316E+07
Area resistente a taglio	$A_{a,v}$	25439

Classificazione del profilo

Valore di snervamento dell'acciaio delle ali	$f_{yf,a}$	355
--	------------	-----

Valore di rottura dell'acciaio delle ali	$f_{uf,a}$	510
Larghezza di metà ala al netto del raggio di raccordo	c	170
Spessore dell'ala	$t_{f,a}$	40
Rapporto di resistenza	ε	0.81
Rapporto c/t	$(c/t_{f,a})/\varepsilon$	5.22
Classificazione delle ali (tensioni di compressione costanti)	$CL_{f,compressione}$	1
Valore di snervamento dell'acciaio dell'anima	$f_{yw,a}$	355
Valore di rottura dell'acciaio dell'anima	$f_{uw,a}$	510
Altezza dell'anima	$h_{w,a}$	988
Spessore dell'anima	$t_{w,a}$	22
Rapporto di resistenza	ε	0.81
Rapporto h_w/t	$(h_{w,a}/t_{w,a})/\varepsilon$	55.20
Classificazione dell'anima (distribuzione tensioni a farfalla)	$CL_{w,flessione}$	1
Classificazione dell'anima (distribuzione tensioni costanti)	$CL_{w,compressione}$	4
		4

Momento resistente del profilo

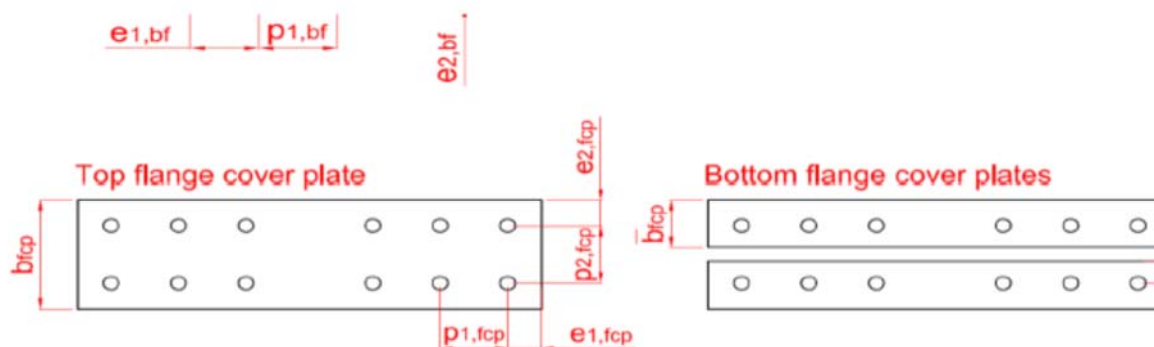
Momento resistente plastico	$M_{pl,Rd}$	8.222
Momento resistente elastico	$M_{el,Rd}$	7.214
Coefficiente di imbozzamento	$k_{\sigma,ali}$	0.43
Snellezza delle ali	$\lambda_{p,ali}$	0.280
Coefficiente riduttivo dell'area delle ali	ρ_{ali}	1.000
Area di un'ala	A_{ali}	16080
Area efficace di un'ala	$A_{ali,eff}$	16080
Larghezza efficace dell'ala	$b_{a,eff}$	402.00
Larghezza della parte non efficace dell'ala	Δb_a	0.00
Momento d'inerzia efficace della sezione	$I_{a,y,eff}$	1.126E+10
Modulo di resistenza efficace	$W_{a,eff,y}$	2.032E+07
Momento resistente efficace	$M_{eff,Rd}$	7.215

Taglio resistente del profilo

Taglio resistente del profilo	$V_{pl,Rd}$	5.214
-------------------------------	-------------	-------

Resistenza a taglio dei bulloni d'ala





Numero di bulloni presenti sull'ala	n_{fb}	28.00
Numero di coprigiunti presenti sull'ala	n_{fcp}	2.00
Spessore dei coprigiunti d'ala	t_{fcp}	40.00
Passo longitudinale dei bulloni d'ala	$p_{1,fb}$	80.00
Passo trasversale dei bulloni d'ala	$p_{2,fb}$	200.00
Distanza longitudinale dal bordo libero della trave	$e_{1,fb}$	50.00
Distanza longitudinale dal bordo libero del coprigiunto	$e_{1,fcop}$	50.00
Diametro dei bulloni d'ala	d_{fb}	24.00
Diametro del foro dei bulloni d'ala	$d_{0,fb}$	26.00

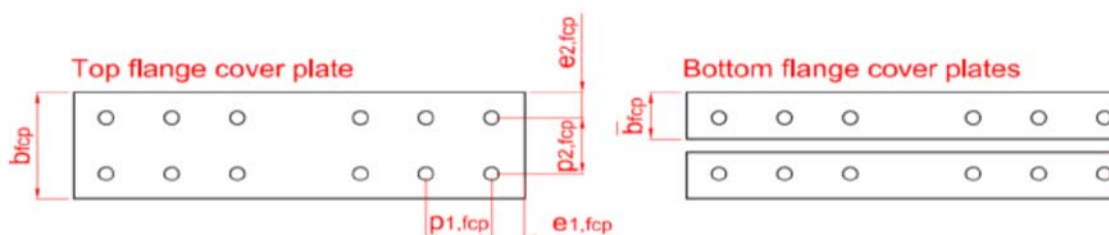
Diametro massimo dei bulloni d'ala	$d_{fb,max}$	27.00
Distanza trasversale dal bordo libero della trave	$e_{2,bf}$	101.00
Passo minimo longitudinale	$p_{1,fb,min}$	57.20
Passo massimo longitudinale	$p_{1,fb,max}$	200.00
Passo minimo trasversale (da normativa)	$p_{2,fb,min}$	62.40
Passo massimo trasversale (da normativa)	$p_{2,fb,max}$	200.00
Passo minimo trasversale (da profilario)	$p'_{2,fb,min}$	120.00
Passo massimo trasversale (da profilario)	$p'_{2,fb,max}$	296.00
Distanza minima longitudinale dal bordo	$e_{1-2,min}$	31.20
Distanza massima longitudinale dal bordo	$e_{1-2,max}$	200.00
Distanza tra i primo e l'ultimo bullone	L_j	1040.00
Area della parte filettata del gambo del bullone	A_{fb}	353.00
Coefficiente riduttivo β che tiene in conto di L_j	β	0.86
Coefficiente riduttivo α	α	0.50
Resistenza a taglio del bullone per ciascun piano di taglio	$F_{v,fb,Rd}$	121.20
Resistenza a taglio della bullonatura d'ala	$F_{Rd,1}$	6787.01

Resistenza a rifollamento dell'ala

Spessore dell'ala	$t_{f,a}$	40.00
Diametro dei bulloni d'ala	d_{fb}	24.00

Coefficienti di rifollamento longitudinale	$\alpha_{bf,1}$	0.64
	$\alpha_{bf,2}$	0.78
	$\alpha_{bf,3}$	1.00
	$\alpha_{bf,4}$	1.96
	$\alpha_{bf,min}$	0.64
Coefficienti di rifollamento trasversale	$k_{bf,1}$	9.18
	$k_{bf,2}$	2.50
	$k_{bf,min}$	2.50
Resistenza a rifollamento dell'ala	$F_{b,bf,Rd}$	627.69
Resistenza complessiva a rifollamento dell'ala	$F_{Rd,2}$	17575.38

Resistenza a rifollamento dei coprigiunti



Larghezza del coprigiunto superiore d'ala	b_{fcp}	400.00
Distanza trasversale dal bordo del coprigiunto inferiore	$e'_{2,fcp}$	85.00

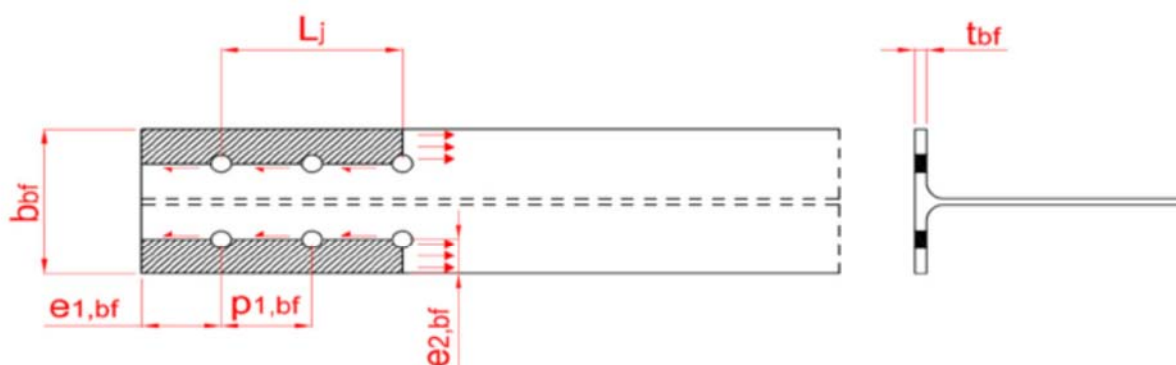
Numero di coprigiunti presenti sull'ala	n_{fcp}	2.00
Distanza longitudinale dal bordo libero del coprigiunto	$e_{1,fcp}$	50.00
Spessore dei coprigiunti d'ala	t_{fcp}	40.00
Larghezza massima del coprigiunto inferiore d'ala	$b'_{fcp,max}$	169.00
Larghezza del coprigiunto inferiore d'ala	b'_{fcp}	185.00
Distanza trasversale dal bordo del coprigiunto superiore	$e_{2,fcp}$	100.00
Coefficienti di rifollamento longitudinale	$\alpha_{fcp,1}$	0.64
	$\alpha_{fcp,2}$	0.78
	$\alpha_{fcp,3}$	1.00
	$\alpha_{fcp,4}$	1.96
	$\alpha_{fcp,min}$	0.64
Coefficienti di rifollamento trasversale	$k_{fcp,1}$	7.45
	$k_{fcp,2}$	9.07
	$k_{fcp,3}$	2.50
	$k_{fcp,min}$	2.50
	Resistenza a rifollamento dei coprigiunti	$F_{b,fcp,Rd}$

Resistenza complessiva a rifollamento dei coprigiunti	$F_{Rd,3}$	35150.77
--	------------------------------	-----------------

Resistenza dei coprigiunti in trazione

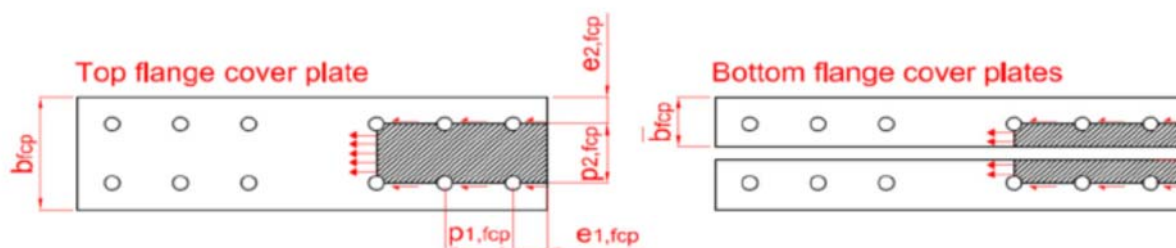
Larghezza del coprigiunto superiore d'ala	b_{fcp}	400.00
Larghezza del coprigiunto inferiore d'ala	b'_{fcp}	185.00
Spessore dei coprigiunti d'ala	t_{fcp}	40.00
Area netta del coprigiunto superiore	$A_{fcp,net}$	13920.00
Area netta del coprigiunto inferiore	$A'_{fcp,net}$	12720.00
Resistenza dei coprigiunti in trazione (sezione lorda)	$F_{Rd,6}$	10934.00
Resistenza dei coprigiunti in trazione (sezione netta)	$F_{Rd,7}$	9782.21

Resistenza dell'ala in trazione (block tearing)



Area netta dell'ala soggetta a trazione	$A_{nt,bf}$	7040.00
Area netta dell'ala soggetta a taglio	$A_{nv,bf}$	59120.00
Resistenza dell'ala in trazione (block tearing)	$F_{Rd,8}$	14989.52

Resistenza dell'ala in trazione (block tearing)



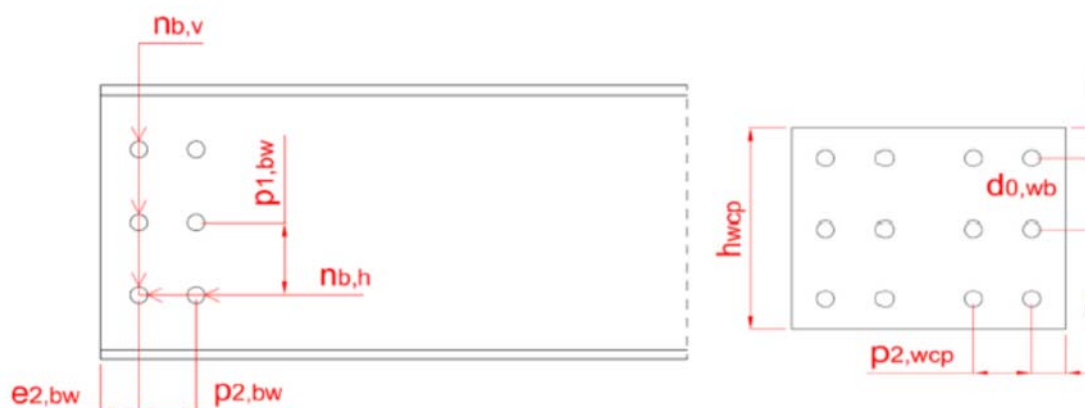
Area netta del coprigiunto superiore soggetta a trazione	$A_{nt,fcp}$	6960.00
Area netta del coprigiunto inferiore soggetta a trazione	$A'_{nt,fcp}$	5760.00
Area netta del coprigiunto superiore soggetta a taglio	$A_{nv,fcp}$	59120.00
Area netta del coprigiunto inferiore soggetta a taglio	$A'_{nv,fcp}$	59120.00

Resistenza del coprigiunto in trazione (block tearing)	$F_{Rd,9}$	29424.15
--	------------	----------

Resistenza del giunto d'ala

Resistenza a taglio della bullonatura d'ala	$F_{Rd,1}$	6787.01
Resistenza complessiva a rifollamento dell'ala	$F_{Rd,2}$	17575.38
Resistenza complessiva a rifollamento dei coprigiunti	$F_{Rd,3}$	35150.77
Resistenza dei coprigiunti in trazione (sezione lorda)	$F_{Rd,6}$	10934.00
Resistenza dei coprigiunti in trazione (sezione netta)	$F_{Rd,7}$	9782.21
Resistenza dell'ala in trazione (block tearing)	$F_{Rd,8}$	14989.52
Resistenza del coprigiunto in trazione (block tearing)	$F_{Rd,9}$	29424.15
	$F_{J,f,Rd}$	6787.01

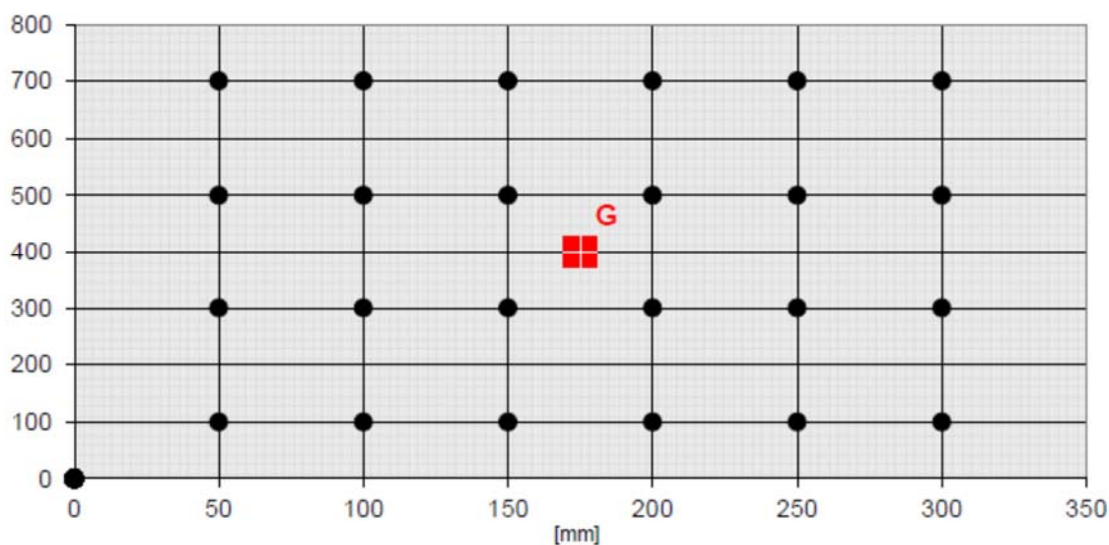
Resistenza a taglio dei bulloni d'anima



Numero di colonne verticali	$n_{v,col}$	6.00
Numero di righe orizzontali	$n_{h,rig}$	4.00
Spessore dei coprigiunti d'anima	t_{wcp}	20.00
Distanza verticale dal bordo libero del coprigiunto	$e_{1,wcp}$	100.00
Distanza orizzontale dal bordo libero del coprigiunto	$e_{2,wcp}$	50.00
Passo verticale dei bulloni d'anima	$p_{1,bw}$	200.00
Passo orizzontale dei bulloni d'anima	$p_{2,bw}$	50.00
Distanza orizzontale dal bordo libero della trave	$e_{2,bw}$	50.00
Diametro dei bulloni d'anima	d_{wb}	20.00
Diametro del foro dei bulloni d'anima	$d_{0,wb}$	22.00
Numero totale dei bulloni d'anima	n_{wb}	24.00
Numero di bulloni presenti in una colonna	$n_{b,v}$	4.00
Numero di bulloni presenti in una riga	$n_{b,h}$	6.00

Altezza massima del coprigiunto d'anima	$h_{wcp,max}$	988.00
Altezza del coprigiunto d'anima	h_{wcp}	800.00
Passo minimo verticale e orizzontale	$p_{bw,min}$	48.40
Passo massimo verticale e orizzontale	$p_{bw,max}$	200.00
Distanza minima dal bordo	$e_{1-2,min}$	26.40
Distanza massima dal bordo	$e_{1-2,max}$	120.00
Momento d'inerzia polare della bullonatura	J_b	1375000.00
Eccentricità tra il baricentro della bullonatura e l'asse giunto	e_x	180.00
Area della parte filettata del gambo del bullone	A_{wb}	245.00
Coefficiente riduttivo α	α	0.50
Resistenza a taglio del bullone per ciascun piano di taglio	$F_{v,wb,Rd}$	98.00

Coordinate dei Bulloni d'Anima



Distanza orizzontale massima del bullone più esterno da G	x_{max}	125.00
Distanza verticale massima del bullone più esterno da G	y_{max}	300.00
Resistenza a taglio della bullonatura d'anima	$V_{Rd,1}$	2797.19
Resistenza a forza normale della bullonatura d'anima	$F_{w,Rd,1}$	4704.00

Resistenza a rifollamento dell'anima

Spessore dell'anima	$t_{w,a}$	22.00
Diametro dei bulloni d'anima	d_{wb}	20.00
Coefficienti di rifollamento longitudinale per la direzione x	$\alpha_{x,bw,1}$	0.76
	$\alpha_{x,bw,2}$	0.51
	$\alpha_{x,bw,3}$	1.00
	$\alpha_{x,bw,4}$	1.96

	$\alpha_{x,bw,min}$	0.51
Coefficienti di rifollamento trasversale per la direzione x	$k_{x,bw,1}$	11.03
	$k_{x,bw,2}$	2.50
	$k_{x,bw,min}$	2.50
Coefficienti di rifollamento trasversale per la direzione y	$\alpha_{y,bw,1}$	2.78
	$\alpha_{y,bw,2}$	1.00
	$\alpha_{y,bw,3}$	1.96
	$\alpha_{y,bw,min}$	1.00
	Coefficienti di rifollamento longitudinale per la direzione y	$k_{y,bw,1}$
$k_{y,bw,2}$		1.48
$k_{y,bw,3}$		2.50
$k_{y,bw,min}$		1.48
Resistenza a rifollamento orizzontale dell'anima		$F_{x,b,bw,Rd}$
Resistenza a rifollamento verticale dell'anima	$F_{y,b,bw,Rd}$	266.02
Resistenza a taglio per rifollamento dell'anima	$V_{Rd,2}$	3596.53
Resistenza a forza normale per rifollamento dell'anima	$F_{w,Rd,2}$	5467.20

Resistenza a rifollamento dei coprigiunti

Spessore dei coprigiunti d'anima	t_{wcp}	20.00
Diametro dei bulloni d'anima	d_{wb}	20.00
Coefficienti di rifollamento longitudinale per la direzione x	$\alpha_{x,wcp,1}$	0.76
	$\alpha_{x,wcp,2}$	0.51
	$\alpha_{x,wcp,3}$	1.00
	$\alpha_{x,wcp,4}$	1.96
	$\alpha_{x,wcp,min}$	0.51
Coefficienti di rifollamento trasversale per la direzione x	$k_{x,wcp,1}$	11.03
	$k_{x,wcp,2}$	11.03
	$k_{x,wcp,3}$	2.50
	$k_{x,wcp,min}$	2.50
Coefficienti di rifollamento trasversale per la direzione y	$\alpha_{y,wcp,1}$	1.52
	$\alpha_{y,wcp,2}$	2.78
	$\alpha_{y,wcp,3}$	1.00
	$\alpha_{y,wcp,4}$	1.96
	$\alpha_{y,wcp,min}$	1.00
Coefficienti di rifollamento longitudinale per la direzione y	$k_{y,wcp,1}$	4.66
	$k_{y,wcp,2}$	1.48
	$k_{y,wcp,3}$	2.50
	$k_{y,wcp,min}$	1.48
Resistenza a rifollamento orizzontale dei coprigiunti	$F_{x,b,wcp,Rd}$	414.18

Resistenza a rifollamento verticale dei coprigiunti	$F_{y,b,wcp,Rd}$	483.67
Resistenza a taglio per rifollamento dei coprigiunti	$V_{Rd,3}$	6539.15
Resistenza a forza normale per rifollamento dei coprigiunti	$F_{w,Rd,3}$	9940.36

Resistenza dei coprigiunti a trazione e taglio

Spessore dei coprigiunti d'anima	t_{wcp}	20.00
Altezza dei coprigiunti d'anima	h_{wcp}	800.00
Area lorda della sezione trasversale	A_{wcp}	32000.00
Resistenza a taglio dei coprigiunti (sezione lorda)	$V_{Rd,4}$	5123.98
Resistenza a forza normale dei coprigiunti (sezione lorda)	$F_{w,Rd,4}$	11360.00

Resistenza dei coprigiunti a trazione e taglio

Numero bulloni verticali	$n_{b,v}$	4.00
Area netta della sezione trasversale	$A_{wcp,net}$	28480.00
Resistenza a taglio dei coprigiunti (sezione netta)	$V_{Rd,5}$	6708.72
Resistenza a forza normale dei coprigiunti (sezione netta)	$F_{w,Rd,5}$	10457.86

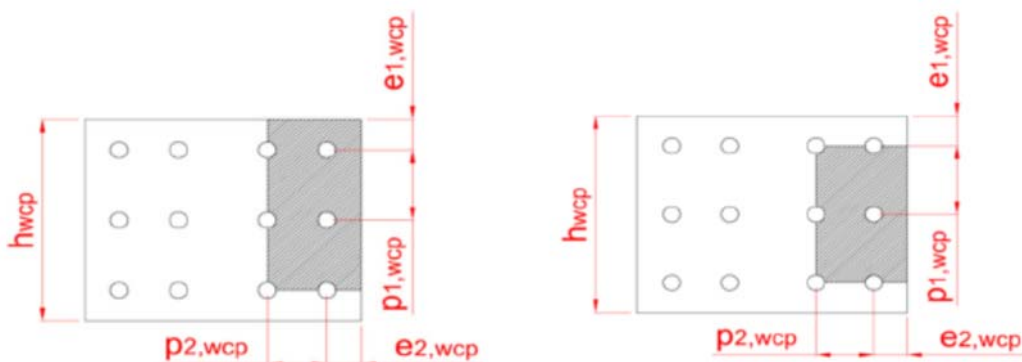
Resistenza dell'anima a trazione e taglio

Spessore dell'anima	$t_{w,a}$	22.00
Altezza dell'anima pari a quella del coprigiunto	h_{wcp}	800.00
Area lorda della sezione trasversale	A_{bw}	17600.00
Resistenza a taglio dell'anima (sezione lorda)	$V_{Rd,6}$	2840.38
Resistenza a forza normale dell'anima (sezione lorda)	$F_{w,Rd,6}$	6248.00

Resistenza dell'anima a trazione e taglio

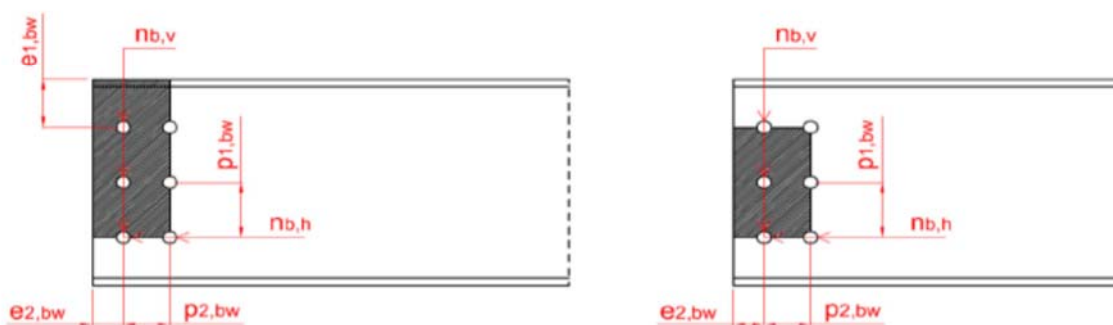
Numero bulloni verticali	$n_{b,v}$	4.00
Area netta della sezione trasversale	$A_{wcp,net}$	15664.00
Resistenza a taglio dell'anima (sezione netta)	$V_{Rd,7}$	3689.79
Resistenza a forza normale dell'anima (sezione netta)	$F_{w,Rd,7}$	5751.82

Resistenza dei coprigiunti a trazione e taglio



Numero bulloni verticali	$n_{b,v}$	4.00
Numero bulloni orizzontali	$n_{b,h}$	6.00
Area netta soggetta a trazione (block tearing verticale)	$A_{nt,wcp}$	7160.00
Area netta soggetta a taglio (block tearing verticale)	$A_{nv,wcp}$	24920.00
Area netta soggetta a trazione (block tearing orizzontale)	$A'_{nt,wcp}$	21360.00
Area netta soggetta a taglio (block tearing orizzontale)	$A'_{nv,wcp}$	14320.00
Resistenza a taglio dei coprigiunti (block tearing)	$V_{Rd,8}$	6568.23
Resistenza a forza normale dei coprigiunti (block tearing)	$F_{w,Rd,8}$	11649.90

Resistenza dell'anima a trazione e taglio



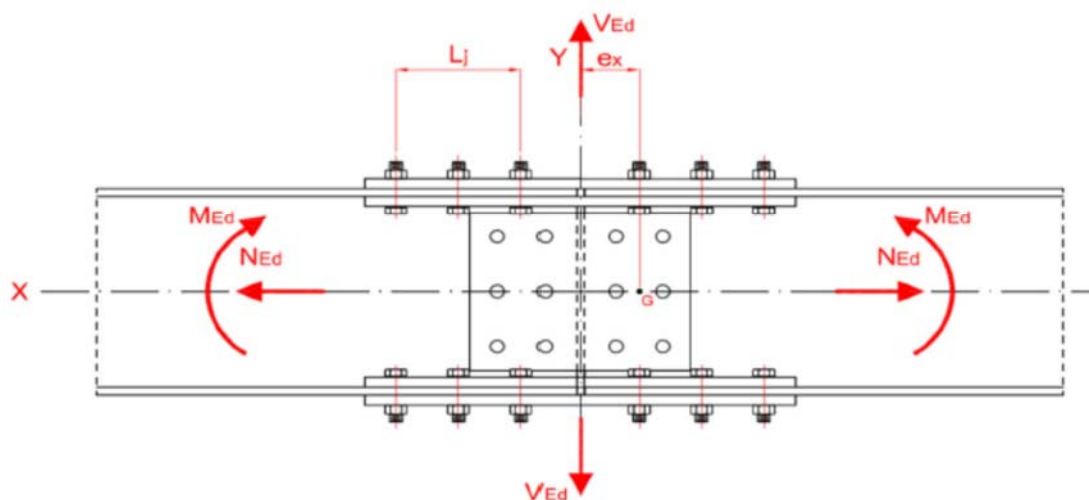
Numero bulloni verticali	$n_{b,v}$	4.00
Numero bulloni orizzontali	$n_{b,h}$	6.00
Distanza verticale del bullone più esterno dall'ala	$e_{1,bw}$	254.00
Area netta soggetta a trazione (block tearing verticale)	$A_{nt,bw}$	3938.00
Area netta soggetta a taglio (block tearing verticale)	$A_{nv,bw}$	17094.00
Area netta soggetta a trazione (block tearing orizzontale)	$A'_{nt,bw}$	11748.00
Area netta soggetta a taglio (block tearing orizzontale)	$A'_{nv,bw}$	7876.00
Resistenza a taglio dell'anima (block tearing)	$V_{Rd,9}$	4306.93
Resistenza a forza normale dell'anima (block tearing)	$F_{w,Rd,9}$	6407.44

Resistenza del giunto d'anima

Resistenza a taglio della bullonatura d'anima	$V_{Rd,1}$	2797.19
Resistenza a forza normale della bullonatura d'anima	$F_{w,Rd,1}$	4704.00
Resistenza a taglio per rifollamento dell'anima	$V_{Rd,2}$	3596.53
Resistenza a forza normale per rifollamento dell'anima	$F_{w,Rd,2}$	5467.20
Resistenza a taglio per rifollamento dei coprigiunti	$V_{Rd,3}$	6539.15
Resistenza a forza normale per rifollamento dei coprigiunti	$F_{w,Rd,3}$	9940.36

Resistenza a taglio dei coprighiunti (sezione lorda)	$V_{Rd,4}$	5123.98
Resistenza a forza normale dei coprighiunti (sezione lorda)	$F_{w,Rd,4}$	11360.00
Resistenza a taglio dei coprighiunti (sezione netta)	$V_{Rd,5}$	6708.72
Resistenza a forza normale dei coprighiunti (sezione netta)	$F_{w,Rd,5}$	10457.86
Resistenza a taglio dell'anima (sezione lorda)	$V_{Rd,6}$	2840.38
Resistenza a forza normale dell'anima (sezione lorda)	$F_{w,Rd,6}$	6248.00
Resistenza a taglio dell'anima (sezione netta)	$V_{Rd,7}$	3689.79
Resistenza a forza normale dell'anima (sezione netta)	$F_{w,Rd,7}$	5751.82
Resistenza a taglio dei coprighiunti (block tearing)	$V_{Rd,8}$	6568.23
Resistenza a forza normale dei coprighiunti (block tearing)	$F_{w,Rd,8}$	11649.90
Resistenza a taglio dell'anima (block tearing)	$V_{Rd,9}$	4306.93
Resistenza a forza normale dell'anima (block tearing)	$F_{w,Rd,9}$	6407.44

GIUNTO CON COPRIGIUNTI (A COMPLETO RIPRISTINO)



Sollecitazioni di progetto		
Forza normale di progetto	N_{Ed}	50.00
Forza di taglio di progetto	V_{Ed}	480.00
Momento flettente	M_{Ed}	6500.00
Forza normale assorbita da una singola ala	$N_{f,Ed}$	14.59
Forza di scorrimento competente alla singola ala	$F_{bt,Ed}$	6100.73
Resistenza della giunzione d'ala	$F_{j,f,Rd}$	6787.01
	$F_{bt,Ed}/F_{j,f,Rd}$	0.90
Momento ultimo della trave	$M_{u,Rd}$	7215.34
Momento offerto dalla giunzione	$M_{j,Rd}$	7248.53
Valutazione della sovraresistenza flessionale del giunto	$M_{u,Rd}/M_{j,Rd}$	1.00

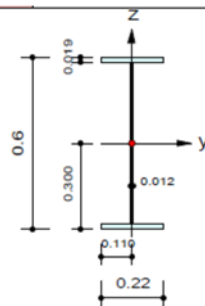
Forza normale assorbita dall'anima	$N_{w,Ed}$	20.83
Forza di taglio assorbita dall'anima	V_{Ed}	480.00
Resistenza plastica delle travi collegate	$V_{pl,Rd}$	5214.03
Rapporto di resistenza a taglio	$V_{Ed}/V_{pl,Rd}$	0.09
Coefficiente riduttivo di resistenza per la presenza di N e V	$1 - \rho$	1.00
Resistenza minima a taglio per taglio o rifollamento dell'anima	$V_{j,Rd,1-3}$	2797.19
Resistenza minima a taglio per altri meccanismi	$V_{j,Rd,4-9}$	2840.38
Resistenza minima a trazione per taglio o rifollamento dell'anima	$F_{j,w,Rd,1-3}$	4704.00
Resistenza minima a trazione per altri meccanismi	$F_{j,w,Rd,4-9}$	5751.82
Verifica a taglio dei bulloni e a rifollamento	$\rho_{w,1-3}$	0.17
Resistenza a taglio della giunzione d'anima	$V_{j,w,Rd}$	2840.38
Resistenza a trazione della giunzione d'anima	$N_{j,w,Rd}$	5751.82
	$V_{Ed}/V_{j,w,Rd}$	0.17
	$N_{w,Ed}/N_{j,w,Rd}$	0.00

1.29 VERIFICHE DEI TRAVERSI

Il tabulato seguente riporta gli esiti delle verifiche strutturali dei traveri IPE 600

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
Unit System : kN, m
Member No : 2973
Material : S355 (No:1)
($F_y = 355000$, $E_s = 210000000$)
Section Name : IPE600 (No:2)
(Rolled : IPE600).
Member Length : 1.62500



2. Member Forces

Axial Force $F_{xx} = 728.412$ (LCB: 5, POS:J)
Bending Moments $M_y = 197.340$, $M_z = 15.8287$
End Moments $M_{yi} = 36.2403$, $M_{yj} = 197.340$ (for Lb)
 $M_{yi} = 36.2403$, $M_{yj} = 197.340$ (for Ly)
 $M_{zi} = 10.5157$, $M_{zj} = 15.8287$ (for Lz)
Shear Forces $F_{yy} = -15.612$ (LCB: 1+, POS:1/2)
 $F_{zz} = -125.36$ (LCB: 2+, POS:I)

Depth	0.60000	Web Thick	0.01200
Top F Width	0.22000	Top F Thick	0.01900
Bot.F Width	0.22000	Bot.F Thick	0.01900
Area	0.01560	Asz	0.00720
Qyb	0.14067	Qzb	0.00605
Iyy	0.00092	Izz	0.00003
Ybar	0.11000	Zbar	0.30000
Wely	0.00307	Welz	0.00031
ry	0.24182	rz	0.04731

3. Design Parameters

Unbraced Lengths $L_y = 1.62500$, $L_z = 1.62500$, $L_b = 1.62500$
Effective Length Factors $K_y = 1.00$, $K_z = 1.00$
Equivalent Uniform Moment Factors $C_{my} = 1.00$, $C_{mz} = 1.00$, $C_{mLT} = 1.00$

4. Checking Results

Slenderness Ratio

$$KL/r = 38.2 < 200.0 \text{ (Memb:3023, LCB: 1-)} \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Axial Resistance

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 728.41/5538.00 = 0.132 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Bending Resistance

$$M_{Edy}/M_{Rdy} = 197.34/1246.76 = 0.158 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$M_{Edz}/M_{Rdz} = 15.829/170.411 = 0.093 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Combined Resistance

$$RNRd = \text{MAX}[M_{Edy}/M_{ny,Rd}, M_{Edz}/M_{nz,Rd}]$$

$$R_{max1} = (M_{Edy}/M_{ny,Rd})^{\text{Alpha}} + (M_{Edz}/M_{nz,Rd})^{\text{Beta}}$$

$$R_{com} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \text{Gamma}_{M0}), R_{bend} = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$$

$$R_{max} = \text{MAX}[RNRd, R_{max1}, (R_{com} + R_{bend})] = 0.383 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Shear Resistance

$$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.009 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.073 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

5. Deflection Checking Results

$$L/250.0 = 0.0065 > 0.0000 \text{ (Memb:3004, LCB: 10, POS: 0.8m, Dir-Z)} \dots\dots\dots \text{O.K}$$

1.30 VERIFICHE DEI MURI IN ELEVAZIONE DELLE SPALLE

I muri in elevazione delle spalle hanno sezione strutturale con spessore 50 cm, armata con barre $\phi 20/20$ in direzione verticale e barre $\phi 16/30$ in direzione orizzontale.

Le massime sollecitazioni, desunte dal modello di calcolo sono riportate di seguito:

Sollecitazioni massime agli SLU:

$M_{Sd}^+ = 256 \text{ kNm}$ Momento flettente positivo in direzione verticale

$M_{Sd}^- = -217 \text{ kNm}$ Momento flettente negativo in direzione verticale

$V_{Sd} = 166 \text{ kN}$ Sforzo di taglio massimo in direzione verticale

Si trascura, a favore di sicurezza, lo sforzo assiale di compressione nella sezione.

Nelle tabelle sotto si riportano le verifiche di resistenza agli SLU e le verifiche agli SLE.

Verifica sezione c.a. agli SLU ed agli SLE secondo D.M. 17/01/2018

dimensione sezione

base: 100 cm

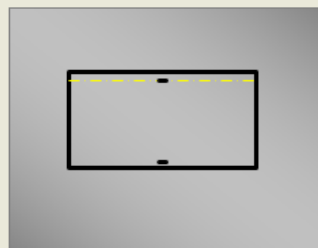
altezza: 50 cm

sollecitazioni

C.D.C. e durata carichi: breve durata, $k_s = 0.6$

	SLU	SLE (r)	SLE (f)	SLE (qp)
$M_{Ed}^+ (kgm)$	25600.00	13100.00	13100.00	13100.00
$M_{Ed}^- (kgm)$	-21700.00	-12500.00	-12500.00	-12500.00
$V_{Ed} (kg)$	15000	-	-	-

grafico sezione SLU



Sez. a M positivo

materiali e limitazioni

calcestruzzo: C32/40, acciaio: B450C - a.m., S.L. di fessurazione: ordinarie - quasi permanente, coefficiente di omogeneizzazione: n = 15

f_{cd}	f_{yd}	k_s	$s_{r,lim}$	$\sigma_{s,lim}$	$\sigma_{s,lim}$
181.3	3913	0.6	0.30	144	

sezione a momento positivo - S. L. U.

n' barre	$\phi (mm)$	$A_s (cm^2)$	$y (cm)$
1	5	20	15.71
2	5	20	15.71
3			
4			

$M_{Rd}^+ = 27194 \text{ kgm}$

w_{st}	$\alpha (cm)$	ϵ_c	ϵ_s
0.088	4.07	-3.50 %	36.10 %

sezione a momento negativo - S. L. U.

n' barre	$\phi (mm)$	$A_s (cm^2)$	$y (cm)$
1	5	20	15.71
2	5	20	15.71
3			
4			

$M_{Rd}^- = -27194 \text{ kgm}$

w_{st}	$\alpha (cm)$	ϵ_c	ϵ_s
0.088	45.93	-3.50 %	36.10 %

verifica sezione a taglio

n' barre	$\phi (mm)$	$A_s (cm^2)$	$y (cm)$
1	5	20	15.71
2	5	20	15.71
3			
4			

$V_{Rd} = 20326 \text{ kg}$ VERIF.

sezione non armata a taglio

pos. asse neutro $y_n = 11.34 \text{ cm}$

sezione a momento positivo - S. L. E.

$y_n (cm)$	$J_n (cm^4)$	$J_n (cm^4)$
11.34	344356.6	344356.6

	SLE (r)	SLE (f)	SLE (qp)
$\sigma_s (kg/cm^2)$	43.2	43.2	43.2
$\sigma_s (kg/cm^2)$	1977.5	1977.5	1977.5
$w_d (mm)$	***	0.088	0.088

sezione a momento negativo - S. L. E.

$y_n (cm)$	$J_n (cm^4)$	$J_n (cm^4)$
38.66	344356.6	344356.6

	SLE (r)	SLE (f)	SLE (qp)
$\sigma_s (kg/cm^2)$	41.2	41.2	41.2
$\sigma_s (kg/cm^2)$	1887.0	1887.0	1887.0
$w_d (mm)$	***	0.073	0.073

Si osserva che le verifiche agli SLU sono soddisfatte dalle seguenti disuguaglianze:

$$M_{Rd}^+ = 271 \text{ kNm} > M_{Sd}^+ = 256 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd}^- = -271 \text{ kNm} > M_{Sd}^- = -217 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 202 \text{ kN} > V_{Sd} = 166 \text{ kN}$$

Le verifiche agli SLE in termini di massime tensioni e di apertura delle fessure sono soddisfatte.

1.31 VERIFICHE DEI CONTRAFFORTI

I contrafforti hanno sezione strutturale con spessore 40 cm, armata con barre $\phi 20/20$ in direzione verticale e barre $\phi 16/30$ in direzione orizzontale.

Le massime sollecitazioni, desunte dal modello di calcolo sono riportate di seguito:

Sollecitazioni massime agli SLU:

$M_{Sd}^+ = 68 \text{ kNm}$ Momento flettente positivo in direzione verticale

$M_{Sd}^- = -45 \text{ kNm}$ Momento flettente negativo in direzione verticale

$V_{Sd} = 111 \text{ kN}$ Sforzo di taglio massimo in direzione verticale

Si trascura, a favore di sicurezza, lo sforzo assiale di compressione nella sezione.

Nelle tabelle sotto si riportano le verifiche di resistenza agli SLU e le verifiche agli SLE.

Verifica sezione c.a. agli SLU ed agli SLE secondo D.M. 17/01/2018

dimensione sezione

Rettangolare Sezione a T

base: cm

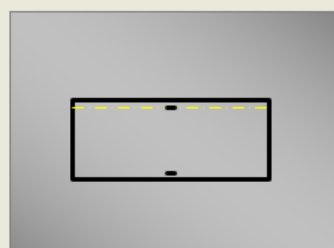
altezza: cm

sollecitazioni

C.D.C. e durata carichi: k_d : 0.6

	SLU	SLE (f)	SLE (f)	SLE (qp)
M_{Ed}^+ (kgm)	6800.00	2018.00	2018.00	2018.00
M_{Ed}^- (kgm)	-4500.00	-1900.00	-1900.00	-1900.00
V_{Ed} (kg)	11100	-	-	-

grafico sezione SLU



Sez. a M positivo Sez. a M negativo

materiali e limitazioni

calcestruzzo: S.L. di fessurazione:

acciaio: tensioni max in eserc.:

verifiche in caso di incendio: coefficiente di omogeneizzazione: η : 15

f_{cd}	f_{yd}	k_1	w_{lim}	$\sigma_{s,lim}$	$\sigma_{s,lim}$
181.3	3913	0.8	0.30	144	
[kg/cm ²]	[kg/cm ²]		[mm]	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]

F.C. cls: F.C. acciaio:

sezione a momento positivo - S. L. U.

n° barre	\varnothing (mm)	A_s (cm ²)	y (cm)
1	5	20	15.71
2	5	20	15.71
3			
4			

fila di barre di diverso acciaio

M_{Rd}^+ 21047 kgm

w/d	κ (cm)	ϵ_c	ϵ_s
0.113	4.07	-3.50 ‰	27.49 ‰

sezione a momento negativo - S. L. U.

n° barre	\varnothing (mm)	A_s (cm ²)	y (cm)
1	5	20	15.71
2	5	20	15.71
3			
4			

fila di barre di diverso acciaio

M_{Rd}^- -21047 kgm

w/d	κ (cm)	ϵ_c	ϵ_s
0.113	35.93	-3.50 ‰	27.49 ‰

verifica sezione a taglio

n° barre	\varnothing (mm)	A_s (cm ²)	y (cm)
1	5	20	15.71
2	5	20	15.71
3			
4			

V_{Rd} 18156 kg VERIF.

sezione non armata a taglio
 armatura costituita solo da staffe
 armatura costituita da staffe e barre piegate

pos. asse neutro y_n : 9.80 cm

$A_{s,u}$ (cm²) staffe $A_{s,p}$ (cm²) barre pieg.

passo (cm) staffe $A_{s,p}$ (cm²) barre pieg.

sezione a momento positivo - S. L. E.

y_n (cm)	J_n (cm ⁴)	$SLE(f)$	$SLE(f)$	$SLE(qp)$
9.80	201037.9	9.8	9.8	9.8
		394.4	394.4	394.4
		0.001	0.001	0.001

sezione a momento negativo - S. L. E.

y_n (cm)	J_n (cm ⁴)	$SLE(f)$	$SLE(f)$	$SLE(qp)$
30.20	201037.9	9.3	9.3	9.3
		371.4	371.4	371.4
		0.001	0.001	0.001

Si osserva che le verifiche agli SLU sono soddisfatte dalle seguenti disuguaglianze:

$$M_{Rd}^+ = 210 \text{ kNm} > M_{Sd}^+ = 68 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd}^- = -210 \text{ kNm} > M_{Sd}^- = -45 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 181 \text{ kN} > V_{Sd} = 111 \text{ kN}$$

Le verifiche agli SLE in termini di massime tensioni e di apertura delle fessure sono soddisfatte.

1.32 VERIFICHE DELLA PLATEA DI FONDAZIONE

La platea di fondazione in c.a. ha sezione strutturale di spessore spessore 80 cm, armata con barre $\phi 24/20$ in direzione

trasversale e barre $\phi 18/30$ in direzione longitudinale.

Le massime sollecitazioni, desunte dal modello di calcolo sono riportate di seguito:

Sollecitazioni massime agli SLU:

$M_{Sd}^+ = 580$ kNm Momento flettente positivo in direzione verticale

$M_{Sd}^- = -209$ kNm Momento flettente negativo in direzione verticale

$V_{Sd} = 211$ kN Sforzo di taglio massimo in direzione verticale

Si trascura, a favore di sicurezza, lo sforzo assiale di compressione nella sezione.

Nelle tabelle sotto si riportano le verifiche di resistenza agli SLU e le verifiche agli SLE.

Verifica sezione c.a. agli SLU ed agli SLE secondo D.M. 17/01/2018

dimensione sezione

Rettangolare Sezione a T

base cm

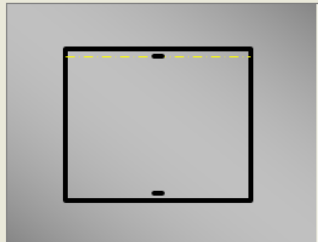
altezza cm

sollecitazioni

C.D.C. e durata carichi K_t 0.6

	SLU	SLE (r)	SLE (l)	SLE (qp)
M_{Ed}^+ (kgm)	58000.00			
M_{Ed}^- (kgm)	-20900.00			
V_{Ed} (kg)	21100			

grafico sezione SLU



Sez. a M positivo Sez. a M negativo

materiali e limitazioni

calcestruzzo S. L. di fessurazione

acciaio tensioni max in eserc.

verifiche in caso di incendio coefficiente di omogeneizzazione n 15

f_{cd}	f_{yd}	K_1	W_{lim}	$\sigma_{c,lim}$	$\sigma_{s,lim}$
181.3	3913	0.8	0.30	144	
[kg/cm ²]	[kg/cm ²]		[mm]	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]

F.C. cls F.C. acciaio

sezione a momento positivo - S. L. U.

n° barre	Ø (mm)	A_s (cm ²)	y (cm)
1	5	24	22.62
2	5	24	22.62
3			
4			

fila di barre di diverso acciaio

M_{Rd}^+ 65137 kgm

sezione a momento negativo - S. L. U.

n° barre	Ø (mm)	A_s (cm ²)	y (cm)
1	5	24	22.62
2	5	24	22.62
3			
4			

fila di barre di diverso acciaio

M_{Rd}^- -65137 kgm

verifica sezione a taglio

n° barre	Ø (mm)	A_s (cm ²)	y (cm)
1	5	24	22.62
2	5	24	22.62
3			
4			

V_{Rd} 29248 kg VERIF.

Si osserva che le verifiche agli SLU sono soddisfatte dalle seguenti disuguaglianze:

$$M_{Rd}^+ = 651 \text{ kNm} > M_{Sd}^+ = 580 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd}^- = -651 \text{ kNm} > M_{Sd}^- = -209 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 292 \text{ kN} > V_{Sd} = 211 \text{ kN}$$

Di seguito si riportano le verifiche a taglio punzonamento della soletta nei confronti del massimo sforzo assiale sui pali di fondazione $N_{Sd} = 455$ kN. Si osserva che la verifica a punzonamento della platea di fondazione è soddisfatta senza prevedere specifica armatura a taglio/punzonamento.

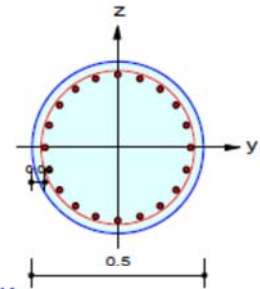
VERIFICA PUNZONAMENTO SECONDO EC2		
\varnothing	mm	500 pil circolare
V_{ed}	N	455000
d_x	mm	470 altezza utile soletta considerando le barre in direzione x
d_y	mm	450 altezza utile soletta considerando le barre in direzione y
d	mm	460
β		1 1 carico centrato; 1,5 angolo; 1,4 bordo; 1,15 interno
f_{ck}	N/mm ²	32 per C32/40
α_{cc}		0.85 coeff. di riduzione resistenza per carichi di lunga durata; in Italia assunto pari a 0,85
γ_c		1.5 coeff. di sicurezza: 1,5 per carichi persistenti; 1,2 per carichi eccezionali [prospetto 2.1N-EC2]
f_{cd}	N/mm ³	18.1333333 resistenza di progetto a compressione
Punzonamento lungo il contorno del pilastro		
u_0	mm	1571
V_{ed}	N/mm ²	0.63 tensione di punzonamento lungo il contorno del pilastro
v		0.62 coeff. di riduzione della resistenza del calcestruzzo fessurato per taglio
$V_{Rd,max}$	N/mm ²	5.5808 massimo valore della resistenza a taglio-punzonamento
VERIFICATO		SI
Punzonamento lungo il perimetro di verifica a distanza 2d senza armatura a taglio-punzonamento		
u_1	mm	7351
V_{ed}	N/mm ²	0.13 tensione di punzonamento lungo il perimetro di verifica
$C_{Rd,c}$		0.12
k		1.66
$A_{1,ly}$	mm ²	452.00 area singola barra di arm. della soletta in direzione y
i_y	mm	200.00 interasse barra
$A_{1,lz}$	mm ²	254.00 area singola barra di arm. della soletta in direzione z (ortogonale x)
i_z	mm	300.00 interasse barra
ρ_{1y}		0.00491304 percent. armatura soletta in direzione y. Se la maglia non è regolare fare media su una larghezza pari a lato pilastro + 6d.
ρ_{1z}		0.00184058 percent. armatura soletta in direzione z. Se la maglia non è regolare fare media su una larghezza pari a lato pilastro + 6d.
ρ_1		0.00300713 media
k_1		0.1
$N_{Ed,y}$	N	0 forze longitudinali nella soletta (se ci sono). Genarate da carichi o precompressione.
$N_{Ed,z}$	N	0 forze longitudinali nella soletta (se ci sono). Genarate da carichi o precompressione.
A_{cy}	mm ²	1 area su cui agisce la forza
A_{cz}	mm ²	1 area su cui agisce la forza
σ_{cy}	N/mm ²	0 tensioni normali soletta
σ_{cz}	N/mm ²	0 tensioni normali soletta
σ_{cp}	N/mm ²	0 media
V_{min}	N/mm ²	0.42 limite inferiore della resistenza a punzonamento in assenza tensioni normali
$V_{Rd,c}$	N/mm ²	0.42
$V_{min} + k_1 \sigma_{cp}$	N/mm ²	0.42
$V_{Rd,c}$	N/mm ²	0.42 resistenza a punzonamento senza armatura a taglio-punzonamento
VERIFICATO		SI

1.33 VERIFICHE DEI PALI DI FONDAZIONE

I tabulati che seguono riportano le verifiche per i pali di fondazione di diametro 50 cm e armati con n°20 f120 e staffe f12/20. Si osserva che tutti i controlli di normativa sono soddisfatti.

1. Design Condition

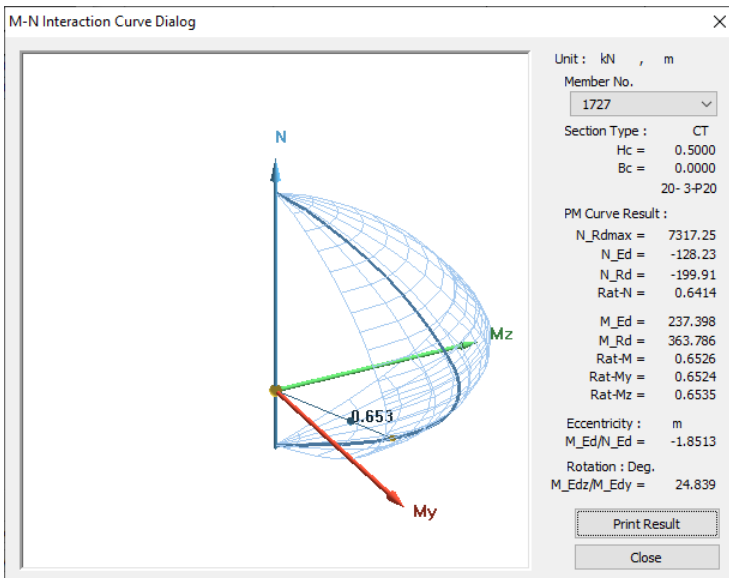
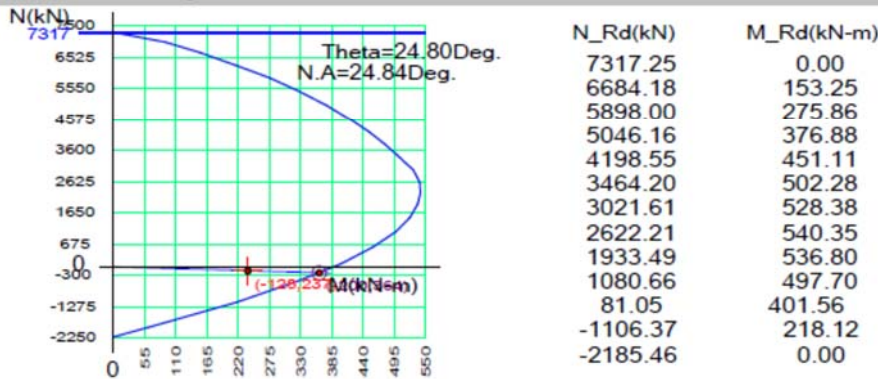
Design Code : Eurocode2:04 & NTC2008 UNIT SYSTEM kN, m
 Member Number: 1727 (PM), 2493 (Shear)
 Material Data : $f_{ck} = 45000$, $f_{yk} = 400000$, $f_{yw} = 400000$ kPa
 Column Height : 1 m
 Section Property: Pali (No : 4)
 Rebar Pattern : 20 - 3 - P20 $A_{st} = 0.0062832 \text{ m}^2$ ($R_{h\text{ost}} = 0.032$)



2. Design for Axial and Flexure

Load Combination : 3 (J)
 Concentric Max. Axial Load $N_{Rd\text{max}} = 7317.25$ kN
 Axial Load Ratio $N_{Ed} / N_{Rd} = -128.23 / 199.912 = 0.641 < 1.000$ O.K
 Moment Ratio $M_{Ed} / M_{Rd} = 237.398 / 363.786 = 0.653 < 1.000$ O.K
 $M_{Edy} / M_{Rdy} = 215.436 / 330.228 = 0.652 < 1.000$ O.K
 $M_{Edz} / M_{Rdz} = 99.7237 / 152.609 = 0.653 < 1.000$ O.K

M-N Interaction Diagram



3. Design for Shear

[END]	y : (l)	z : (l)
Applied Shear Force (V_Ed)	0.00000 kN	0.00000 kN
Shear Ratio (V_Ed/V_Rdc)	0.00000 / 0.00000 = 0.000	0.00000 / 0.00000 = 0.000
Shear Ratio (V_Ed/V_Rds)	0.00000 / 0.00000 = 0.000	0.00000 / 0.00000 = 0.000
Shear Ratio (V_Ed/V_Rdmax)	0.00000 / 0.00000 = 0.000	0.00000 / 0.00000 = 0.000
Shear Ratio	0.000 < 1.000 O.K	0.000 < 1.000 O.K
Asw-H_use	Not Use	Not Use

[MIDDLE]	y : (l)	z : (l)
Applied Shear Force (V_Ed)	0.00000 kN	0.00000 kN
Shear Ratio (V_Ed/V_Rdc)	0.00000 / 0.00000 = 0.000	0.00000 / 0.00000 = 0.000
Shear Ratio (V_Ed/V_Rds)	0.00000 / 0.00000 = 0.000	0.00000 / 0.00000 = 0.000
Shear Ratio (V_Ed/V_Rdmax)	0.00000 / 0.00000 = 0.000	0.00000 / 0.00000 = 0.000
Shear Ratio	0.000 < 1.000 O.K	0.000 < 1.000 O.K
Asw-H_use	Not Use	Not Use

4. Serviceability : Stress Limit Check

	Load Combination	Stress(s)	Allowable Stress(sa)	Stress Ratio(s/sa)
Concrete (Tensile)	-	0.00	0.00	*****
Concrete (Compression)	-	0.00	0.00	*****
Rebar	-	0.00	0.00	*****
Check Linear Creep	*****	*****	*****	*****

1.34 CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DEL PALO DI FONDAZIONE

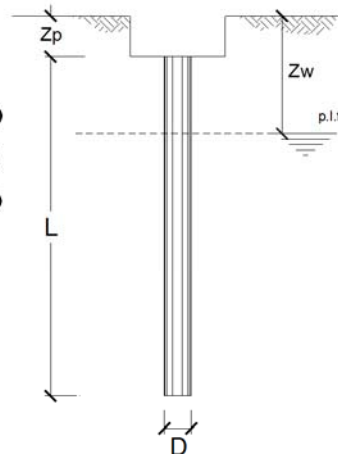
Si effettua la verifica a capacità portante del palo massimamente sollecitato a compressione per il quale è prevista una lunghezza d'infissione di 12 m. Si osserva che la verifica è soddisfatta.

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI MEDIO DIAMETRO

OPERA: Palo sovrappasso via stradone

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D):	0.50 (m)	Area del Palo (A _p):	0.196 (m ²)
Quota testa Palo dal p.c. (z _p):	0.80 (m)	Quota falda dal p.c. (z _w):	1.50 (m)
Carico Assiale Permanente (G):	258 (kN)	Carico Assiale variabile (Q):	150 (kN)
Numero di strati	3 $\frac{1}{2}$	L _{palo} =	12.00 (m)



coefficienti parziali	azioni		resistenza laterale e di base	
	permanenti	variabili	γ _b	γ _s
Metodo di calcolo	γ _G	γ _Q		
Stato limite ultimo	1.00	1.30	1.60	1.30
Tensioni ammissibili	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dall'utente	1.10	1.20	1.50	1.30

n	1	2	3	4	5	7	10	T.A.	ut
ξ ₃	1.40	1.35	1.33	1.31	1.29	1.27	1.25	1.00	1.00
ξ ₄	1.40	1.27	1.23	1.20	1.15	1.12	1.08	1.00	1.00

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno						
			γ (kN/m ³)	C _{med} (kPa)	C _{min} (kPa)	φ _{med} (°)	φ _{min} (°)	C _{u med} (kPa)	C _{u min} (kPa)
1	2.00	Sabbia fine limosa	18.50	0.0	0.0	24.0	24.0	20.0	20.0
2	8.50	limo sabbioso	18.20			28.0	28.0		
3	1.50	Sabbia limosa	20.00			32.0	32.0		

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0.59	0.45		0.6
0.53	0.53		0.4
0.47	0.62	0.00	

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del pinto)

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno
1	2.00	Sabbia fine limosa
2	8.50	limo sabbioso
3	1.50	Sabbia limosa

media				
Q _{si} (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _{bm} (kN)
37.4				
277.4				
80.3	30.04	0.00	3709.6	728.4

minima				
Q _{si} (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _{bm} (kN)
37.4				
277.4				
80.3	30.04	0.00	3709.6	728.4

CARICO ASSIALE AGENTE

$$N_d = N_g \cdot \gamma_g + N_q \cdot \gamma_q$$

$$N_d = 453.0 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

alla base $R_{b,cat \text{ med}} = 728.4 \text{ (kN)}$

laterale $R_{s,cat \text{ med}} = 395.1 \text{ (kN)}$

totale $R_{c,cat \text{ med}} = 1123.5 \text{ (kN)}$

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

alla base $R_{b,cat \text{ min}} = 728.4 \text{ (kN)}$

laterale $R_{s,cat \text{ min}} = 395.1 \text{ (kN)}$

totale $R_{c,cat \text{ min}} = 1123.5 \text{ (kN)}$

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b,cat \text{ med}}/\xi_3 ; R_{b,cat \text{ min}}/\xi_4) = 520.3 \text{ (kN)}$$

$$R_{s,k} = \text{Min}(R_{s,cat \text{ med}}/\xi_3 ; R_{s,cat \text{ min}}/\xi_4) = 282.2 \text{ (kN)}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 802.5 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$$R_{c,d} = R_{b,k}/\gamma_b + R_{s,k}/\gamma_s$$

$$R_{c,d} = 542.3 \text{ (kN)}$$

$$F_s = R_{c,d} / N_d$$

$$F_s = 1.20$$

10 VERIFICA DEI MURI D'ALA

1.35 CARICHI E COMBINAZIONI DI CARICO

I carichi considerati nelle analisi sono i seguenti:

Carichi permanenti

Peso proprio del muro e del terreno;

Spinta attiva del terreno di monte;

Carichi accidentali

Carico del traffico stradale sul profilo di monte;

Carico della neve sul profilo di monte;

Le verifiche sono condotte in accordo con il §6.5.3.1.1 delle NTC di cui al D.M. 17/01/2018 in riferimento ai seguenti stati limite:

SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU):

stabilità globale del complesso opera di sostegno terreno [Approccio 1 – Combinazione 2 (A₂+M₂+R₂)];

scorrimento sul piano di posa [Approccio 2 (A₁+M₁+R₃)];

collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno [Approccio 2 (A₁+M₁+R₃)];

ribaltamento (Combinazione EQU);

SLU di tipo strutturale (STR):

Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali [Approccio 2 (A₁+M₁+R₃)];

I coefficienti amplificativi o riduttivi delle forze, i coefficienti riduttivi dei parametri geotecnici ed i coefficienti riduttivi delle resistenze sono riassunti nelle tabelle seguenti:

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_{γ}	1,0	1,0

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

Coefficienti parziali per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno

Nelle verifiche tecniche riportate dettagliatamente all'interno dei tabulati di calcolo che seguono, sono state analizzate **diverse combinazioni di calcolo** tali da considerare le combinazioni dei carichi che vadano a massimizzare le azioni nelle combinazioni statiche e sismiche.

1.36 MODELLO DI CALCOLO

Le verifiche tecniche di muri d'ala sono state condotte con l'ausilio del software di calcolo in licenza Max – Analisi e calcolo muri di sostegno Versione 14.01, prodotto dalla Ditta Aztec Informatica Srl.

L'opera è stata schematizzata nella sezione altezza massima, inserendo nel modello di calcolo le esatte geometrie previste da progetto, le stratigrafie e le caratteristiche dei terreni illustrate nella relazione geologica, i carichi variabili e l'azione sismica di progetto.

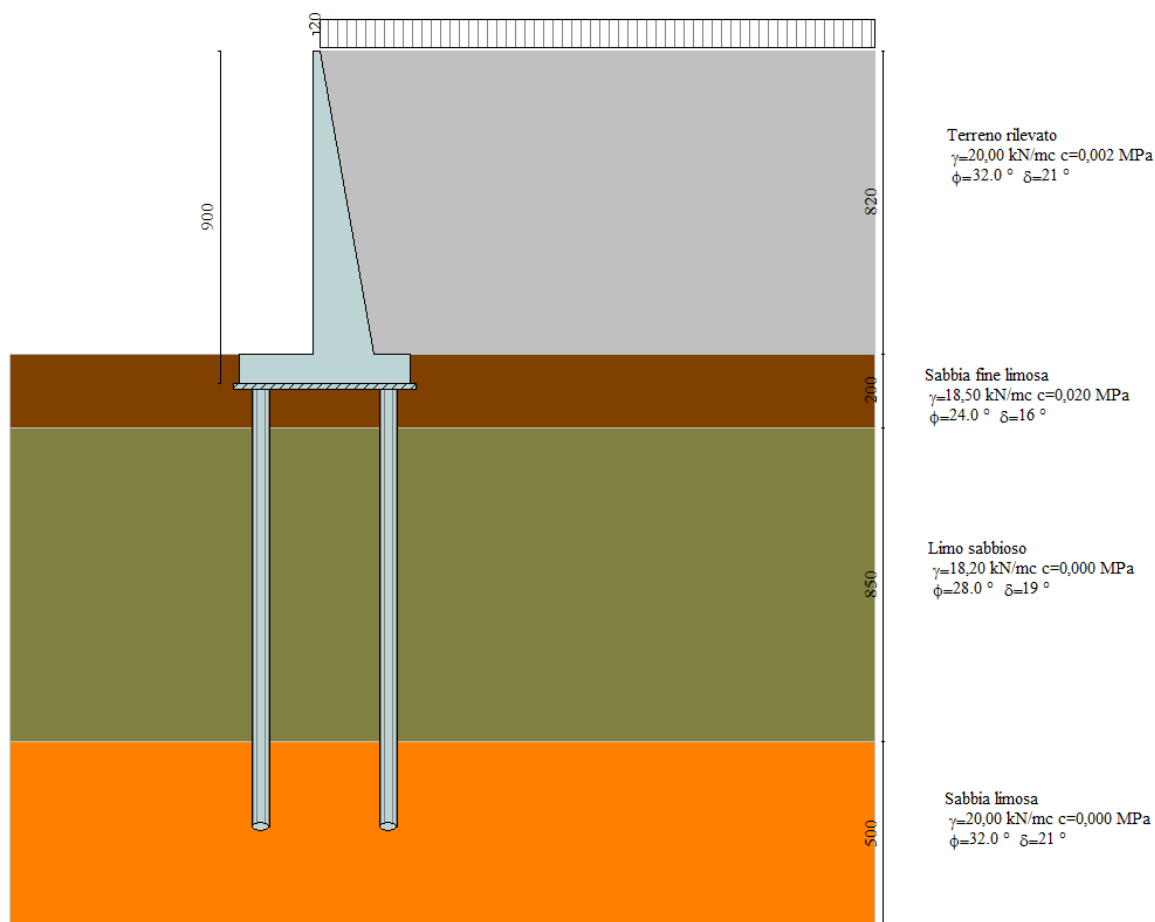


Figura 52: Modello di calcolo del muro d'ala

Una volta definito il modello alla base del problema fisico, il calcolo della spinta e le verifiche strutturali avvengono con le seguenti modalità.

Metodo di Culmann

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione p rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio (W), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura (R e C) e resistenza per coesione lungo la parete (A);
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima.

La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno.

Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.

Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata z . Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta.

Spinta in presenza di sisma

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana). La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

Detta ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta S' considerando un'inclinazione del terrapieno e della parete pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

dove $\theta = \arctg(kh/(1 \pm kv))$ essendo kh il coefficiente sismico orizzontale e kv il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di kh .

In presenza di falda a monte, θ assume le seguenti espressioni:

Terreno a bassa permeabilità

$$\theta = \arctg[(\gamma_{sat}/(\gamma_{sat}-\gamma_w)) * (k_h/(1 \pm k_v))]$$

Terreno a permeabilità elevata

$$\theta = \arctg[(\gamma/(\gamma_{sat}-\gamma_w)) * (k_h/(1 \pm k_v))]$$

Detta S la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente A vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2\beta \cos\theta}$$

In presenza di falda a monte, nel coefficiente A si tiene conto dell'influenza dei pesi di volume nel calcolo di θ .

Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente A viene posto pari a 1.

Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come

$$F_{iH} = k_h W \quad F_{iV} = \pm k_v W$$

dove W è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi.

I coefficienti K_h e K_v , utilizzati per determinare gli incrementi di spinta sismica, sono rispettivamente i coefficienti di intensità sismica orizzontale e verticale definiti come:

$$K_h = a_g / g \cdot S_s \cdot S_t \cdot \beta_m$$

$$K_v = 0,5 K_h$$

a_g , S_s , S_t sono i parametri dell'azione sismica definiti al precedente paragrafo.

β_m è un coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito che è possibile introdurre nel caso di opere di sostegno che hanno la possibilità di traslare o ruotare e nel caso in cui tali spostamenti siano ritenuti accettabili.

Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante M_r) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante M_s) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto M_s/M_r sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_r .

Eseguendo il calcolo mediante gli eurocodici si può impostare $\eta_r \geq 1.0$.

Deve quindi essere verificata la seguente disequaglianza

$$\frac{M_s}{M_r} \geq \eta_r$$

Il momento ribaltante M_r è dato dalla componente orizzontale della spinta S , dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro δ è positivo, ribaltante se δ è negativo. δ è positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando è il muro che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli). Se sono presenti dei tiranti essi contribuiscono al momento stabilizzante.

Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_s \geq 1.0$

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

Le forze che intervengono nella F_s sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta N la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_r la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come:

$$F_r = N \operatorname{tg} \delta_f + c_a B_r$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del muro. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50 per cento.

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_f , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_f pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q . Cioè, detto Q_u , il carico limite ed R la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta_q$$

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_q > 1.0$

Si adotta per il calcolo del carico limite in fondazione il metodo di MEYERHOF.

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$Q_u = c N_c d_{c_i} + q N_q d_{q_i} + 0.5 \gamma B N_\gamma d_{\gamma_i}$$

In questa espressione

- c coesione del terreno in fondazione;
- ϕ angolo di attrito del terreno in fondazione;
- γ peso di volume del terreno in fondazione;
- B larghezza della fondazione;
- D profondità del piano di posa;
- q pressione geostatica alla quota del piano di posa.

I vari fattori che compaiono nella formula sono dati da:

$$A = e^{\pi \tan \phi}$$

$$N_q = A \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \operatorname{ctg} \phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \operatorname{tg} (1.4\phi)$$

Indichiamo con K_p il coefficiente di spinta passiva espresso da:

$$K_p = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2)$$

I fattori d e i che compaiono nella formula sono rispettivamente i fattori di profondità ed i fattori di inclinazione del carico espressi dalle seguenti relazioni:

Fattori di profondità

$$d_q = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \phi = 0$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \sqrt{K_p} \quad \text{per } \phi > 0$$

Fattori di inclinazione

Indicando con θ l'angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale (espresso in gradi) e con ϕ l'angolo d'attrito del terreno di posa abbiamo:

$$i_c = i_q = (1 - \theta/90)^\phi$$

$$i_y = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ}\right)^2 \quad \text{per } \phi > 0$$

$$i_y = 0 \quad \text{per } \phi = 0$$

Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso muro+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a η . Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta \geq 1.0$.

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del muro o con i pali di fondazione. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità del muro. Il numero di strisce è pari a 50.

Il coefficiente di sicurezza fornito da Fellenius si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_i^n \left(\frac{c_i b_i}{\cos \alpha_i} + [W_i \cos \alpha_i - u_i l_i] \tan \phi_i \right)}{\sum_i^n W_i \sin \alpha_i}$$

dove n è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i -esima rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i -esima e c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia.

Inoltre ui ed li rappresentano la pressione neutra lungo la base della striscia e la lunghezza della base della striscia ($li = bi/\cos\alpha i$).

Quindi, assunto un cerchio di tentativo lo si suddivide in n strisce e dalla formula precedente si ricava η . Questo procedimento viene eseguito per il numero di centri prefissato e viene assunto come coefficiente di sicurezza della scarpata il minimo dei coefficienti così determinati.

1.37 RISULTATI DELLE VERIFICHE

N.T.C. 2018

Simbologia adottata

γ_{Gsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
γ_{Gfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
γ_{Qsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
γ_{Qfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{\tan\phi'}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
$\gamma_{c'}$	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
γ_{cu}	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
γ_{qu}	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo
γ_{γ}	Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniassiale delle rocce

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	Effetto	A1	A2	EQU	HYD		
Permanenti	Favorevole		γ_{Gfav}	1,00	1,00	1,00	0,90
Permanenti	Sfavorevole		γ_{Gsfav}	1,30	1,00	1,30	1,10
Variabili	Favorevole		γ_{Qfav}	0,00	0,00	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole		γ_{Qsfav}	1,50	1,30	1,50	1,50

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri	M1	M2	M2	M1
-----------	----	----	----	----

Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1,00	1,25	1,25	1,00	
Coazione efficace	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25	1,25	1,00	
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1,00	1,40	1,40	1,00	
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,00	1,60	1,60	1,00
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1,00	1,00	1,00	1,00	

Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	Effetto	A1	A2	EQU	HYD	
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1,00	1,00	1,00	0,90
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1,00	1,00	1,00	1,10
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,00	1,00	1,00	1,50

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri	M1	M2	M2	M1	
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1,00	1,00	1,00	1,00
Coazione efficace	$\gamma_{c'}$	1,00	1,00	1,00	1,00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1,00	1,00	1,00	1,00
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,00	1,00	1,00
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1,00	1,00	1,00	1,00

FONDAZIONE SUPERFICIALE

Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO

Verifica	Coefficienti parziali			
	R1	R2	R3	
Capacità portante della fondazione		1,00	1,00	1,40
Scorrimento	1,00	1,00	1,10	
Resistenza del terreno a valle	1,00	1,00	1,40	

Stabilità globale 1,10

PALI DI FONDAZIONE

CARICHI VERTICALI. Coefficienti parziali γ_R per le verifiche dei pali

Pali trivellati

	R1	R2	R3		
Punta γ_b	1,00	1,70	1,35		
Laterale compressione	γ_s	1,00	1,45	1,15	
Totale compressione	γ_t	1,00	1,60	1,30	
Laterale trazione γ_{st}	1,00	1,60	1,25		

CARICHI TRASVERSALI. Coefficienti parziali γ_T per le verifiche dei pali.

	R1	R2	R3
γ_T	1,00	1,60	1,30

Coefficienti di riduzione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica dei pali

Numero di verticali indagate 1 $\xi_3=1,70$ $\xi_4=1,70$

Geometria muro e fondazione

Descrizione Muro a mensola in c.a.

Altezza del paramento 8,20 [m]

Spessore in sommità 0,20 [m]

Spessore all'attacco con la fondazione 1,65 [m]

Inclinazione paramento esterno 0,00 [°]

Inclinazione paramento interno 10,00 [°]

Lunghezza del muro 16,00 [m]

Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle	2,00 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	1,00 [m]
Lunghezza totale fondazione	4,65 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0,00 [°]
Spessore fondazione	0,80 [m]
Spessore magrone	0,15 [m]

Descrizione pali di fondazione

Pali in c.a.

Numero di file di pali 2

Vincolo pali/fondazione Incastro

Tipo di portanza Portanza laterale e portanza di punta

Simbologia adottata

N	numero d'ordine della fila
X	ascissa della fila misurata dallo spigolo di monte della fondazione espressa in [m]
nr.	Numero di pali della fila
D	diametro dei pali della fila espresso in [cm]
L	lunghezza dei pali della fila espressa in [m]
alfa	inclinazione dei pali della fila rispetto alla verticale espressa in [°]
ALL	allineamento dei pali della fila rispetto al baricentro della fondazione (CENTRATI o SFALSATI)

N	X	Nr.	D	L	alfa	ALL
1	0,60	11	50,00	12,00	0,00	Centrati
2	4,05	10	50,00	12,00	0,00	Sfalsati

Materiali utilizzati per la struttura

Calcestruzzo

Peso specifico 24,517 [kN/mc]

Classe di Resistenza C32/40

Resistenza caratteristica a compressione R_{ck} 40,00 [MPa]

Modulo elastico E 33642,648 [MPa]

Acciaio

Tipo B450C

Tensione di snervamento σ_{fa} 449,94 [MPa]

Geometria profilo terreno a monte del muro

Simbologia adottata e sistema di riferimento

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

N numero ordine del punto

X ascissa del punto espressa in [m]

Y ordinata del punto espressa in [m]

A inclinazione del tratto espressa in [°]

N	X	Y	A
1	15,00	0,00	0,00

Terreno a valle del muro

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale 0,00 [°]

Altezza del rinterro rispetto all'attacco fondaz.valle-paramento 0,00 [m]

Descrizione terreni

Simbologia adottata

<i>Nr.</i>	Indice del terreno
<i>Descrizione</i>	Descrizione terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]
γ_s	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/mc]
ϕ	Angolo d'attrito interno espresso in [°]
δ	Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]
<i>c</i>	Coesione espressa in [MPa]
c_a	Adesione terra-muro espressa in [MPa]

Descrizione	γ	γ_s	ϕ	δ	<i>c</i>	c_a
Terreno rilevato	20,00	20,00	32.00	21.33	0,0020	0,0010
Sabbia fine limosa		18,50	18,50	24.00	16.00	0,0200 0,0100
Limo sabbioso	18,20	18,20	28.00	18.67	0,0000	0,0000
Sabbia limosa	20,00	20,00	32.00	21.33	0,0000	0,0000

Parametri medi

Descrizione	γ	γ_s	ϕ	δ	<i>c</i>	c_a
Terreno rilevato	20,00	20,00	32.00	21.33	0,0020	0,0010
Sabbia fine limosa		18,50	18,50	24.00	16.00	0,0200 0,0100
Limo sabbioso	18,20	18,20	28.00	18.67	0,0000	0,0000
Sabbia limosa	20,00	20,00	32.00	21.33	0,0000	0,0000

Parametri minimi

Descrizione	γ	γ_s	ϕ	δ	<i>c</i>	c_a
Terreno rilevato	20,00	20,00	32.00	21.33	0,0020	0,0010
Sabbia fine limosa		18,50	18,50	24.00	16.00	0,0200 0,0100
Limo sabbioso	18,20	18,20	28.00	18.67	0,0000	0,0000
Sabbia limosa	20,00	20,00	32.00	21.33	0,0000	0,0000

Stratigrafia

Simbologia adottata

<i>N</i>	Indice dello strato
<i>H</i>	Spessore dello strato espresso in [m]
<i>a</i>	Inclinazione espressa in [°]
<i>K_w</i>	Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm ² /cm
<i>K_s</i>	Coefficiente di spinta
<i>Terreno</i>	Terreno dello strato

Nr.	<i>H</i>	<i>a</i>	<i>K_w</i>	<i>K_s</i>	Terreno
1	8,20	0,00	0,00	0,70	Terreno rilevato
2	2,00	0,00	3,38	0,70	Sabbia fine limosa
3	8,50	0,00	8,46	0,00	Limo sabbioso
4	5,00	0,00	30,00	0,00	Sabbia limosa

Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

<i>X</i>	Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]
<i>F_x</i>	Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kN]
<i>F_y</i>	Componente verticale del carico concentrato espressa in [kN]
<i>M</i>	Momento espresso in [kNm]
<i>X_i</i>	Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]
<i>X_f</i>	Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]
<i>Q_i</i>	Intensità del carico per $x=X_i$ espressa in [kN/m]
<i>Q_f</i>	Intensità del carico per $x=X_f$ espressa in [kN/m]

D/C Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

Condizione n° 1 (Traffico)

D Profilo $X_i=0,00$ $X_f=15,00$ $Q_i=20,0000$ $Q_f=20,0000$

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

F/S Effetto dell'azione (FAV: Favorevole, SFAV: Sfavorevole)

γ Coefficiente di partecipazione della condizione

Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - Caso A1-M1 (STR)

S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$		
Peso proprio muro		FAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno		FAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno		SFAV	1,30	1,00	1,30

Combinazione n° 2 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$		
Peso proprio muro		SFAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno		SFAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno		SFAV	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 3 - Caso A1-M1 (STR)

S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$		
Peso proprio muro		FAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno		FAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno		SFAV	1,30	1,00	1,30
Traffico SFAV	1.50	1.00	1.50		

Combinazione n° 4 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$		
Peso proprio muro		SFAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno		SFAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno		SFAV	1,00	1,00	1,00
Traffico SFAV	1.30	1.00	1.30		

Combinazione n° 5 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$		
Peso proprio muro		SFAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno		SFAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno		SFAV	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 6 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$		
Peso proprio muro		SFAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno		SFAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno		SFAV	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 7 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$		
Peso proprio muro		SFAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno		SFAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno		SFAV	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 8 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$		
Peso proprio muro		SFAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno		SFAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno		SFAV	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 9 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$		
Peso proprio muro		FAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno		FAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno		SFAV	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 10 - Quasi Permanente (SLE)

S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$		
Peso proprio muro	--	1,00	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 11 - Frequente (SLE)

S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$		
Peso proprio muro	--	1,00	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1,00	1,00	1,00
Traffico SFAV	1.00	0.75	0.75		

Combinazione n° 12 - Rara (SLE)

S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$		
Peso proprio muro	--	1,00	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1,00	1,00	1,00
Traffico SFAV	1.00	1.00	1.00		

Impostazioni analisi pali

Numero elementi palo 40

Tipo carico palo Distribuito

Calcolo della portanza metodo di Terzaghi

Criterio di rottura del sistema terreno-palo

Pressione limite passiva con moltiplicatore pari a 3,00

Andamento pressione verticale

Geostatica

Impostazioni di analisi

Metodo verifica sezioni **Stato limite**

Impostazioni verifiche SLU

Coefficienti parziali per resistenze di calcolo dei materiali

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a compressione 1.50

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a trazione 1.50

Coefficiente di sicurezza acciaio 1.15

Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica 0.83

Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo 0.85

Coefficiente di sicurezza per la sezione 1.00

Impostazioni verifiche SLE

Condizioni ambientali Ordinarie

Armatura ad aderenza migliorata

Verifica fessurazione

Sensibilità delle armature Poco sensibile

Valori limite delle aperture delle fessure $w_1 = 0.20$

$$w_2 = 0.30$$

$$w_3 = 0.40$$

Metodo di calcolo aperture delle fessure Circ. Min. 252 (15/10/1996)

Verifica delle tensioni

Combinazione di carico Rara $\sigma_c < 0.60 f_{ck} - \sigma_f < 0.80 f_{yk}$

Quasi permanente $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$

Analisi della spinta e verifiche

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :

Origine in testa al muro (spigolo di monte)

Ascisse X (espresse in [m]) positive verso monte

Ordinate Y (espresse in [m]) positive verso l'alto

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da monte verso valle

Le forze verticali sono considerate positive se agenti dall'alto verso il basso

Calcolo riferito ad 1 metro di muro

Tipo di analisi

Calcolo della spinta metodo di Culmann

Calcolo della stabilità globale metodo di Fellenius

Calcolo della spinta in condizioni di Spinta attiva

Sisma

Identificazione del sito

Latitudine 44.415727

Longitudine 12.196580

Comune Ravenna

Provincia Ravenna

Regione Emilia Romagna

Punti di interpolazione del reticolo 17187 - 17186 - 17408 - 17409

Tipo di opera

Tipo di costruzione Opera ordinaria

Vita nominale 50 anni

Classe d'uso IV - Opere strategiche ed industrie molto pericolose

Vita di riferimento 100 anni

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo a_g 2.09 [m/s²]

Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S) 1.38
 Coefficiente di amplificazione topografica (St) 1.00
 Coefficiente riduzione (β_m) 1.00
 Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale 0.50
 Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento) $k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 29.41$
 Coefficiente di intensità sismica verticale (percento) $k_v=0.50 * k_h = 14.70$

Combinazioni SLE

Accelerazione al suolo a_g 0.81 [m/s²]

Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S) 1.50
 Coefficiente di amplificazione topografica (St) 1.00
 Coefficiente riduzione (β_m) 1.00
 Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale 0.50
 Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento) $k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 12.45$
 Coefficiente di intensità sismica verticale (percento) $k_v=0.50 * k_h = 6.23$

Forma diagramma incremento sismico Rettangolare

Partecipazione spinta passiva (percento) 0,0
 Lunghezza del muro 16,00 [m]

Peso muro 276,6701 [kN]
 Baricentro del muro X=0,28 Y=-6,30

Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta X = 2,45 Y = -9,00
 Punto superiore superficie di spinta X = 2,45 Y = 0,00
 Altezza della superficie di spinta 9,00 [m]
 Inclinazione superficie di spinta (rispetto alla verticale) 0,00 [°]

COMBINAZIONE n° 1

Peso muro favorevole e Peso terrapieno favorevole

Valore della spinta statica	271,9591	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	254,5353	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	95,7785	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,45 [m]	Y = -6,10	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	20,62	[°]	
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	52,97	[°]	
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	282,5623	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,53 [m]	Y = -3,53[m]	
Risultanti			
Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	254,5353	[kN]	
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	655,0109	[kN]	
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	655,0109	[kN]	
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	254,5353	[kN]	
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,11	[m]	
Lunghezza fondazione reagente	4,65	[m]	
Risultante in fondazione	702,7286	[kN]	
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	21,24	[°]	
Momento rispetto al baricentro della fondazione	73,1578	[kNm]	

10.1.1 Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Per i muri fondati su pali si omettono le verifiche a scorrimento, ribaltamento e capacità portante perché le azioni in fondazione sono trasferite direttamente ai pali, le cui verifiche sono riportate nei paragrafi successivi.

Dettagli coefficienti di sicurezza globali e spinte									
Comb.	Tipo comb.	Sisma	FS (ribalt)	FS (scorr)	FS (qult)	FS (stab)	Spinta[kN]	Incr. sism.[kN]	
1	A1-M1 - [1]	--	--	--	--	--	271,9591	0,0000	
2	STAB - [1]	--	--	--	--	1,73	258,6144	0,0000	
3	A1-M1 - [2]	--	--	--	--	--	348,0538	0,0000	
4	STAB - [2]	--	--	--	--	1,51	339,8882	0,0000	
5	A1-M1 - [3]	SismaH + SismaV positivo	--	--	--	--	201,2886	224,8845	
6	A1-M1 - [3]	SismaH + SismaV negativo	--	--	--	--	201,2886	179,2086	
7	STAB - [3]	SismaH + SismaV positivo	--	--	--	1,34	201,2886	224,8845	
8	STAB - [3]	SismaH + SismaV negativo	--	--	--	1,36	201,2886	179,2086	
9	A1-M1 - [4]	SismaH + SismaV positivo	--	--	--	--	201,2886	224,8845	
10	SLEQ - [1]	--	--	--	--	--	201,2886	0,0000	
11	SLEF - [1]	--	--	--	--	--	239,0425	0,0000	
12	SLEP - [1]	--	--	--	--	--	251,8024	0,0000	

Come evidente dalle tabelle e dalla immagine sopra, le verifiche sono soddisfatte poiché i coefficienti di sicurezza a stabilità globale risultano in tutte le combinazioni maggiori di quanto richiesto da normativa.

Si riportano nei tabulati seguenti le verifiche di dettaglio per le combinazioni più gravose per i vari meccanismi analizzati.

10.1.2 Verifica alla Stabilità globale muro + terreno

Stabilità globale muro + terreno

Combinazione n° 7

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kN]

α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)

ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [MPa]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [MPa]

Metodo di Fellenius

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -5,63 Y[m]= 4,92

Raggio del cerchio R[m]= 16,10

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -14,96

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 9,70

Larghezza della striscia dx[m]= 0,99

Coefficiente di sicurezza C= 1.34

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W\sin\alpha$	$b/\cos\alpha$	ϕ	c	u	
1	23,4503	67.46	21,6591	0,0252	32.00	0,002	0,000	
2	63,4596	59.56	54,7098	0,0191	32.00	0,002	0,000	
3	93,0086	53.16	74,4348	0,0161	32.00	0,002	0,000	
4	116,6657		47.62	86,1845	0,0144	32.00	0,002	0,000
5	136,2916		42.63	92,3057	0,0131	32.00	0,002	0,000
6	152,8582		38.01	94,1387	0,0123	32.00	0,002	0,000
7	166,5582		33.67	92,3530	0,0116	24.82	0,018	0,000
8	180,0322		29.55	88,7776	0,0111	24.00	0,020	0,000
9	195,9986		25.58	84,6275	0,0107	24.00	0,020	0,000
10	228,2708		21.74	84,5607	0,0104	24.15	0,019	0,000
11	52,2781	18.01	16,1597	0,0102	28.00	0,000	0,000	
12	49,5873	14.35	12,2871	0,0100	28.00	0,000	0,000	
13	49,0557	10.75	9,1472	0,0098	28.00	0,000	0,000	
14	51,5382	7.19	6,4498	0,0098	28.00	0,000	0,000	
15	53,2218	3.66	3,3971	0,0097	28.00	0,000	0,000	
16	53,8105	0.14	0,1352	0,0097	28.00	0,000	0,000	
17	53,3110	-3.37	-3,1349	0,0097	28.00	0,000	0,000	
18	51,7177	-6.90	-6,2124	0,0097	28.00	0,000	0,000	

19	49,0120	-10.45	-8,8928	0,0098	28.00	0,000	0,000	
20	45,1617	-14.05	-10,9635	0,0100	28.00	0,000	0,000	
21	40,1184	-17.70	-12,1994	0,0102	28.00	0,000	0,000	0,000
22	33,7696	-21.43	-12,3399	0,0104	24.45	0,018	0,000	
23	25,9883	-25.26	-11,0905	0,0107	24.00	0,020	0,000	
24	16,7058	-29.22	-8,1540	0,0111	24.00	0,020	0,000	
25	5,7512	-33.33	-3,1600	0,0116	24.00	0,020	0,000	

$$\Sigma W_i = 1987,6209 \text{ [kN]}$$

$$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 745,1800 \text{ [kN]}$$

$$\Sigma W_i \cos \alpha_i \tan \phi_i = 875,1015 \text{ [kN]}$$

$$\Sigma c_i b_i / \cos \alpha_i = 193,7849 \text{ [kN]}$$

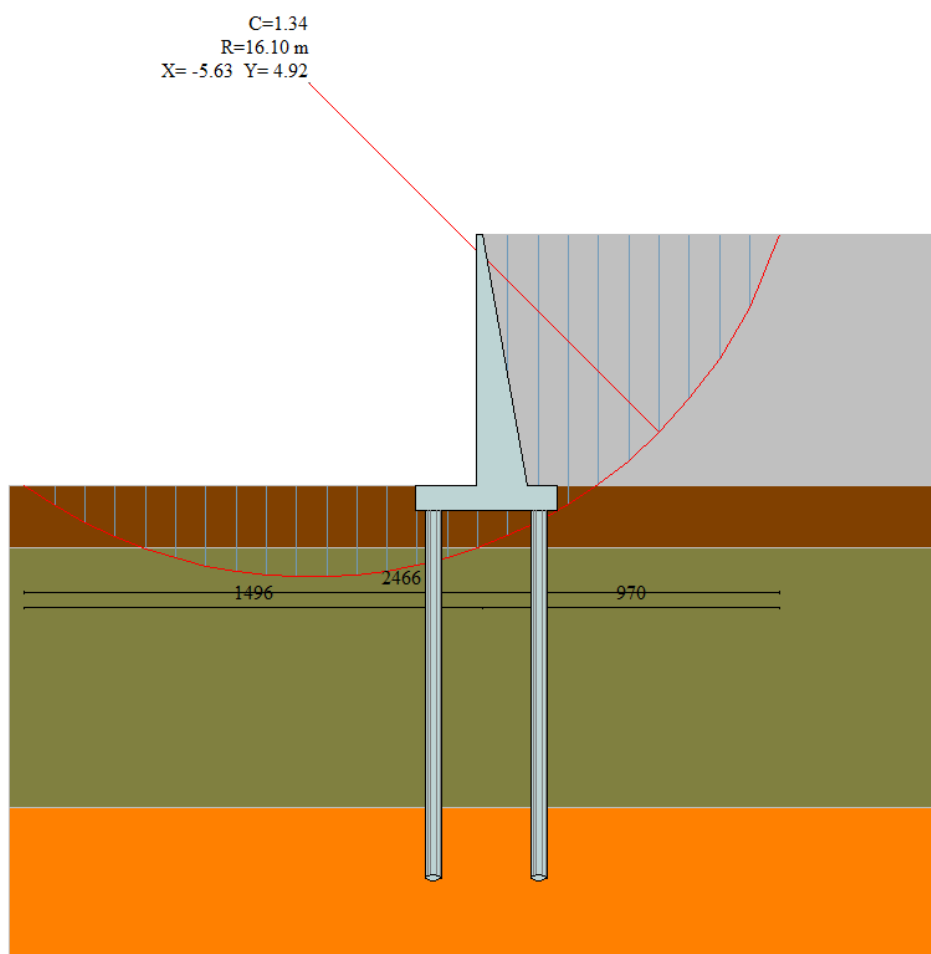


Figura 53: Superficie critica di rottura

10.1.3 Verifica delle sezioni in cemento armato

Il paramento del muro è armato con barre verticali $\phi 20/20$.

Di seguito si riportano le massime sollecitazioni sugli elementi strutturali nella combinazione SLU più gravosa e le relative verifiche di resistenza nella sezione di incastro alla base.

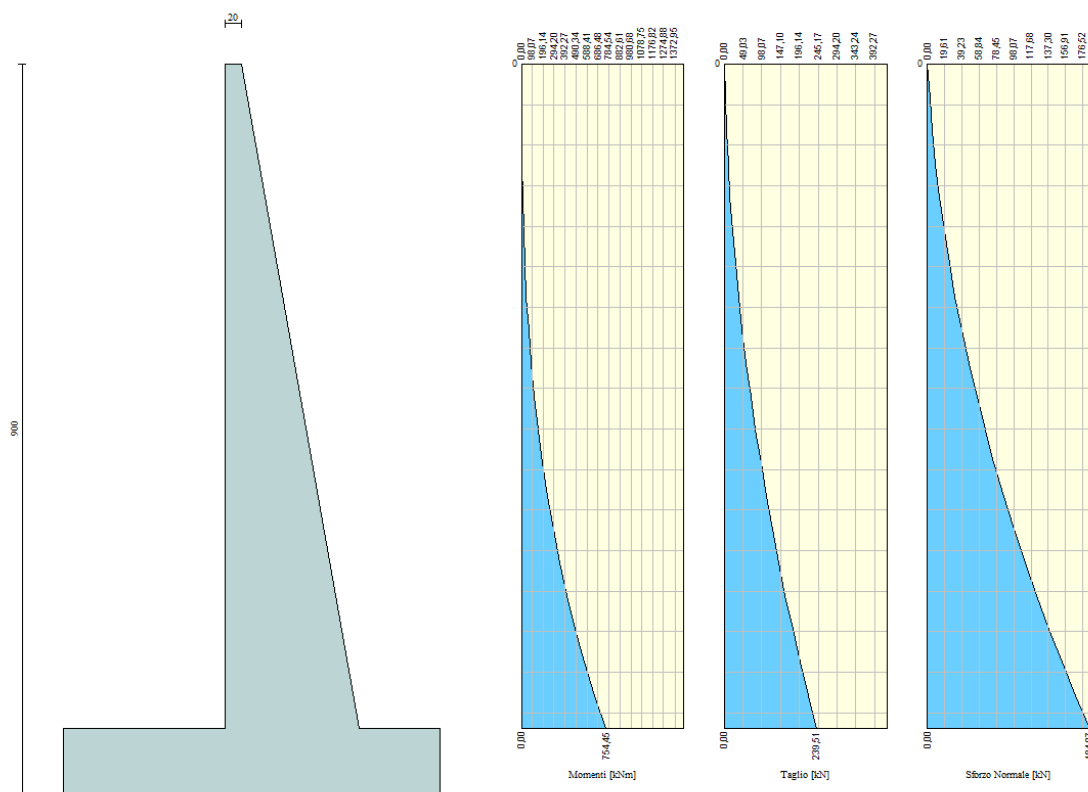
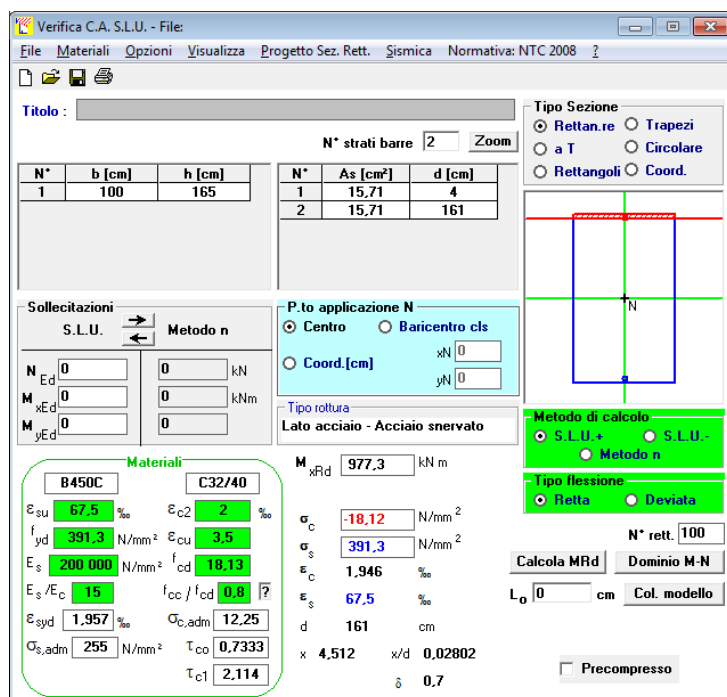


Figura 54: Sollecitazioni paramento



The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. Key parameters and settings are as follows:

- Titolo:** (Empty)
- N° strati barre:** 2
- Materiali:** B450C and C32/40
- Proprietà materiali:**
 - E_{su} : 67,5 %
 - f_{yd} : 391,3 N/mm²
 - E_s : 200.000 N/mm²
 - E_s/E_c : 15
 - E_{syd} : 1,957 %
 - $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm²
 - τ_{c1} : 2,114
 - ϵ_{c2} : 2 ‰
 - ϵ_{cu} : 3,5 ‰
 - f_{cd} : 18,13
 - f_{cc}/f_{cd} : 0,8
 - $\sigma_{c,adm}$: 12,25
 - τ_{co} : 0,7333
 - τ_{c1} : 2,114
- Sezione:** Rettangolare
- Dimensioni:** b = 100 cm, h = 165 cm
- Barre:**
 - Barra 1: $A_s = 15,71$ cm², d = 4 cm
 - Barra 2: $A_s = 15,71$ cm², d = 161 cm
- Carichi e Momenti:**
 - M_{xRd} : 977,3 kN m
 - σ_c : -18,12 N/mm²
 - σ_s : 391,3 N/mm²
 - ϵ_c : 1,946 ‰
 - ϵ_s : 67,5 ‰
 - d: 161 cm
 - x: 4,512
 - x/d: 0,02802
 - δ : 0,7
- Metodo di calcolo:** S.L.U.+
- Metodo n:** Metodo n
- Tipo flessione:** Retta
- N° rett.:** 100
- Calcola MRD:** (Button)
- Dominio M-N:** (Button)
- Col. modello:** (Button)
- Precompresso:** (Checkbox, unchecked)

Figura 55: Verifica della sezione in c.a. del paramento

Si osserva che la sezione di base di spessore 165 cm, armata con $\phi 20/20$ esterni e interni offre un momento resistente $MRd=977$ kNm superiore rispetto al momento flettente sollecitante derivante da calcolo. Le verifiche strutturali sono quindi soddisfatte.

La fondazione è armata con barre $\phi 24/20$ trasversali e barre $\phi 18/30$ longitudinali a correre. Di seguito si riportano le massime sollecitazioni sugli elementi strutturali nella combinazione SLU più gravosa e le relative verifiche di resistenza nella sezione di incastro alla base.

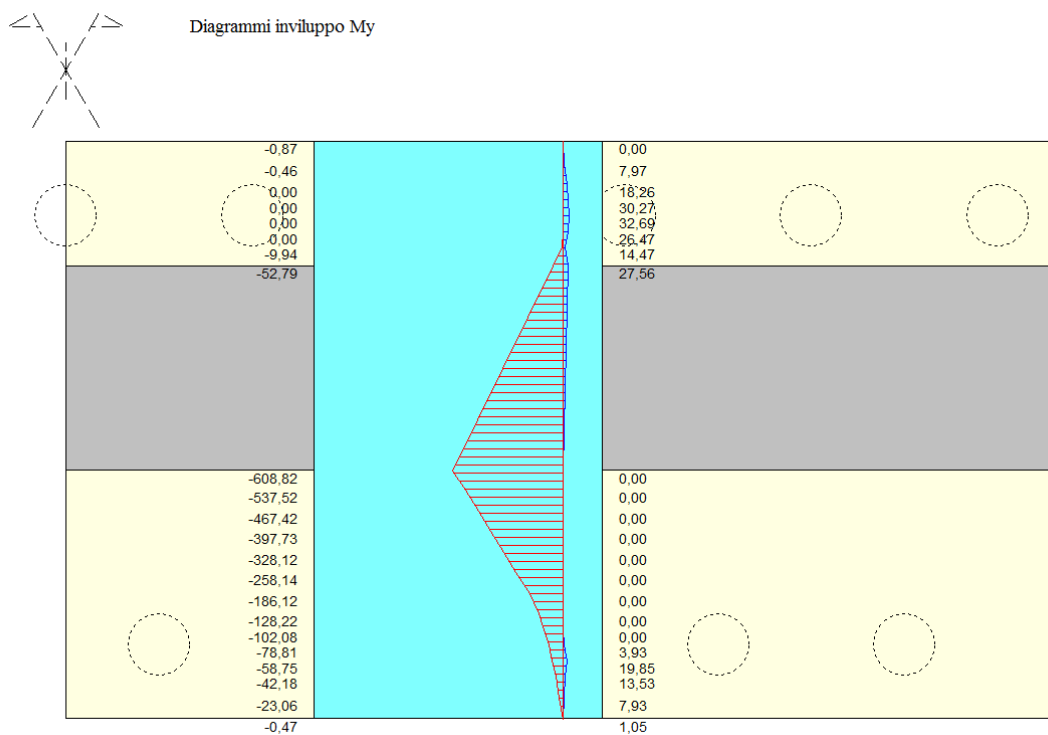


Figura 56: Diagramma involucro My sulla piastra di fondazione

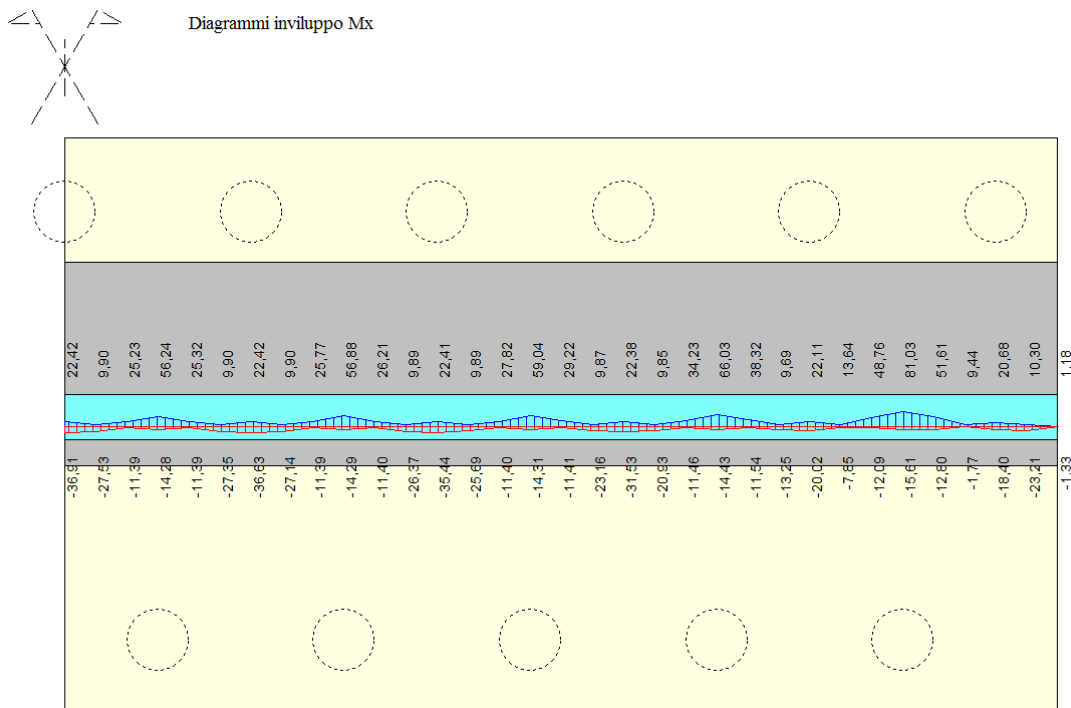


Figura 57: Diagramma involuppo Mx sulla piastra di fondazione

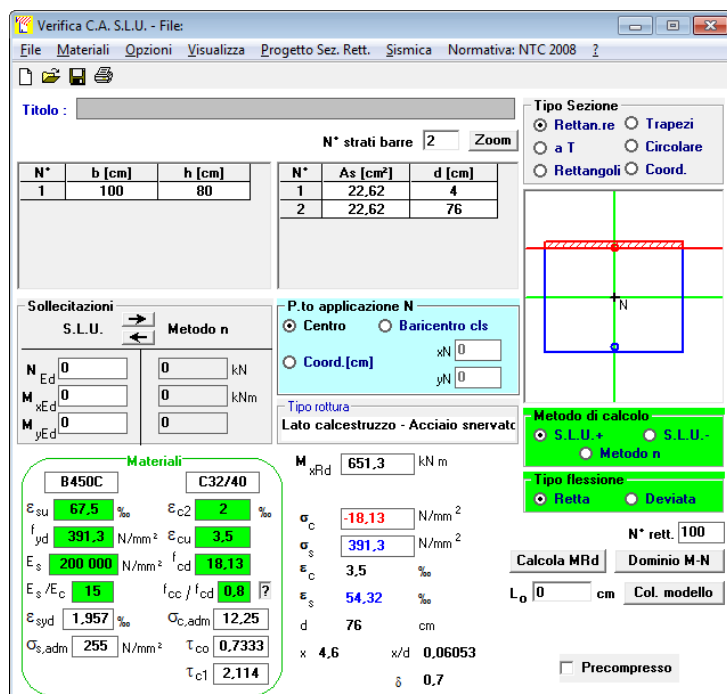


Figura 58: Verifica della sezione in c.a. di fondazione

Si osserva che la sezione di fondazione offre un momento resistente $MR_d = 651 \text{ kNm}$, superiore rispetto al momento flettente sollecitante derivante da calcolo. Le verifiche strutturali sono quindi soddisfatte.

11 CONTROLLO AFFIDABILITA' CODICE DI CALCOLO UTILIZZATO E VERIFICA ATTENDIBILITA' DEI RISULTATI OTTENUTI (AI SENSI DEL § 10.2 DEL D.M. 17.01.2018)

Tipo di analisi svolta

Per le verifiche della struttura del ponte è stata svolta un'analisi modale con spettro di risposta, mentre per le verifiche dei muri un'analisi statica lineare. Per le diverse combinazioni di carico si sono verificati gli elementi strutturali come previsto dalle NTC 17/01/2018.

Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Le strutture sono state calcolate con l'ausilio dei software in licenza Midas GEN 2020, della ditta CSPFea e del software in licenza Max – Analisi e calcolo muri di sostegno Versione 14.01, prodotto dalla Ditta Aztec Informatica Srl. Sono stati inoltre utilizzati programmi con licenza freeware e fogli di calcolo appositamente programmati all'interno dello studio per l'esecuzione di specifiche verifiche tecniche.

Affidabilità dei codici utilizzati

I software utilizzati sono in uso da parecchi anni all'interno dello studio ed hanno dimostrato di fornire risultati corretti per i casi simili al presente per tipologia strutturale, materiali e metodi di calcolo.

Validazione dei codici

I software sono stati testati dalle case produttrici che forniscono i manuali di validazione. I software sono stati più volte testati confrontando i risultati dei modelli con quelli ottenuti da elaborazioni numeriche mediante programmi simili e con analisi di casi studio ampiamente trattati in letteratura. Sono state inoltre eseguite semplici verifiche manuali sui valori ottenuti (somma delle reazioni vincolari alla base, sforzi agenti su travi e pilastri ecc.), riscontrando un'ottima corrispondenza con i risultati forniti dal codice di calcolo.

Modalità di presentazione dei risultati

Per una più comprensibile lettura del presente elaborato, i risultati sono presentati attraverso tabelle di sintesi ed immagini rappresentative, corredate dalla relativa spiegazione delle sigle utilizzate per riassumere in maniera completa ed efficace il comportamento delle strutture per il tipo di analisi sviluppate. Per non appesantire eccessivamente la presente trattazione si omette l'esibizione dei tabulati di calcolo completi che sono comunque conservati e consultabili presso gli archivi dello studio.

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

In conclusione, viste le valutazioni e le considerazioni di cui sopra, considerati i confronti dei risultati con verifiche semplificate, si può, a ragione, ritenere affidabili ed accettare i risultati esposti nella presente relazione.