

**E45 - SISTEMAZIONE STRADALE DEL NODO DI PERUGIA
Tratto Madonna del Piano - Collestrada**

PROGETTO DEFINITIVO

PG 372

ANAS - DIREZIONE TECNICA

<p>IL GEOLOGO</p> <p><i>Dott. Geol. Marco Leonardi</i> Ordine Geologi Regione Lazio n. 1541</p>	<p>I PROGETTISTI SPECIALISTICI</p> <p><i>Ing. Ambrogio Signorelli</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. A35111</p> <p><i>Ing. Moreno Panfili</i> Ordine Ingegneri Provincia di Perugia n. A2657</p> <p><i>Ing. Giovanni C. Alfredo Dalenz Culvera</i> ORDINE INGEGNERI PROVINCIA DI ROMA N° 14069</p> <p><i>Ing. Giuseppe Resta</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 20629</p>	<p>PROGETTAZIONE ATI: (Mandataria) GP INGENGNERIA <i>GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl</i></p> <p>(Mandante)</p> <p>(Mandante)</p> <p>(Mandante)</p> <p>IL PROGETTISTA RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE. (DPR207/10 ART 15 COMMA 12): <i>Dott. Ing. GIORGIO GUIDUCCI</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 14035</p>
<p>COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE</p> <p><i>Arch. Santo Salvatore Vermiglio</i> Ordine Architetti Provincia di Reggio Calabria n. 1270</p>	<p><i>Ing. Giovanni C. Alfredo Dalenz Culvera</i> ORDINE INGEGNERI PROVINCIA DI ROMA N° 14069</p>	<p>cooprogetti</p> <p>engeko</p> <p>AIM <i>Studio di Architettura e Ingegneria Moderna</i></p>
<p>VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO</p> <p><i>Ing. Alessandro Micheli</i></p>		<p>Dott. Ing. GIORGIO GUIDUCCI ORDINE INGEGNERI ROMA N° 14035</p>
<p>VISTO: IL RESP. DEL PROGETTO</p> <p><i>Arch. Pianif. Marco Colazza</i></p>		

OPERE D'ARTE MAGGIORI

Viadotti e Ponti

Viadotto Tevere SX

Sottostrutture – Relazione tecnica e di calcolo

CODICE PROGETTO			NOME FILE	REVISIONE	SCALA
PROGETTO	LIV.PROG.	ANNO	T00VI03STRRE02_B		
DTPG372	D	22	CODICE ELAB. T00VI03STRRE02	B	
D					
C					
B	Rev. a seguito istruttorie Prot. U.0834569 e U.0862037	Gennaio '23	Dalenz	Dalenz	Guiducci
A	Emissione	Ottobre '22	Dalenz	Panfili	Guiducci
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

INDICE

1	<u>PREMESSA.....</u>	<u>3</u>
1.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA	4
1.2	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA/SISMICA DEL TERRENO	8
2	<u>DESCRIZIONE DELL'OPERA.....</u>	<u>9</u>
3	<u>NORMATIVE E RIFERIMENTI.....</u>	<u>13</u>
4	<u>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI</u>	<u>16</u>
4.1	CALCESTRUZZO.....	16
4.2	ACCIAIO	25
4.3	COPRIFERRO ED INTERFERRO	27
5	<u>FASI COSTRUTTIVE.....</u>	<u>28</u>
6	<u>PILA29</u>	
6.1	PREDIMENSIONAMENTO	29
6.2	PESO PROPRIO	30
6.3	CARICHI VARIABILI.....	30
6.3.1	Temperatura.....	30
6.3.2	Vento	30
6.3.3	Azione sismica	30
6.3.4	Combinazione sismica	30
6.4	MODELLAZIONE	31
6.5	ANALISI MODALE	32
6.6	ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI AGENTI SULLA PILA	35
6.7	PROGETTO PILE.....	36
6.7.1	Verifiche SLU	42
6.7.2	Verifiche SLE	48
6.7.3	Verifica a fessurazione	52
7	<u>FONDAZIONI PILE.....</u>	<u>53</u>
7.1	VERIFICA DELLE PILE A 9 PALI.....	54
7.1.1	Azioni in fondazione	54
7.1.2	Geometria della palificata	54
7.1.3	Calcolo delle azioni sui pali	55
7.1.4	Verifiche strutturali del PLINTO DI FONDAZIONE.....	56
7.1.5	Verifiche strutturali dei PALI DI FONDAZIONE.....	57

PROGETTAZIONE ATI:

7.1.6	Verifiche geotecniche dei PALI DI FONDAZIONE $\phi 1200$ L=37m	59
7.2	VERIFICA DELLE PILE A 12 PALI.....	61
7.2.1	Azioni in fondazione	61
7.2.2	Geometria della palificata.....	61
7.2.3	Calcolo delle azioni sui pali	62
7.2.4	Calcolo delle azioni sui pali in condizione di scalzamento	63
7.2.5	Verifiche strutturali del PLINTO DI FONDAZIONE.....	64
7.2.6	Verifiche strutturali dei PALI DI FONDAZIONE.....	65
8	MODELLAZIONE E VERIFICA DELLE SPALLE	67
8.1	SOFTWARE DI CALCOLO	67
8.2	AFFIDABILITÀ DEL CODICE DI CALCOLO	67
8.3	MODALITÀ DI PRESENTAZIONE DEI RISULTATI	69
8.4	GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI	70
8.5	CONVENZIONE DI OUTPUT ELEMENTI FRAME	71
8.6	CONVENZIONE DI SEGNO PER GUSCI NON VERTICALI (ELEMENTI SHELL).....	74
8.7	MODELLAZIONE DELLE SPALLE DEL VIADOTTO	76
8.8	RISULTATI DELLA MODELLAZIONE.....	78
8.9	VERIFICHE.....	84
8.9.1	Verifica delle pareti.....	84
8.9.2	Verifica delle piastre.....	88
8.9.3	Verifiche strutturali dei PALI DI FONDAZIONE.....	91
9	INCIDENZE MEDIE	93
10	CONCLUSIONI.....	94
10.1	GENERALITÀ.....	94
10.2	ESITO DELLE VERIFICHE	94

PROGETTAZIONE ATI:

1 PREMESSA

La presente relazione di calcolo accompagna il progetto definitivo “E45 – SISTEMAZIONE DEL NODO DI PERUGIA – Tratto Madonna del Piano – Collestrada”

In particolare, il documento riguarda la verifica del VIADOTTO SUL TEVERE in SX

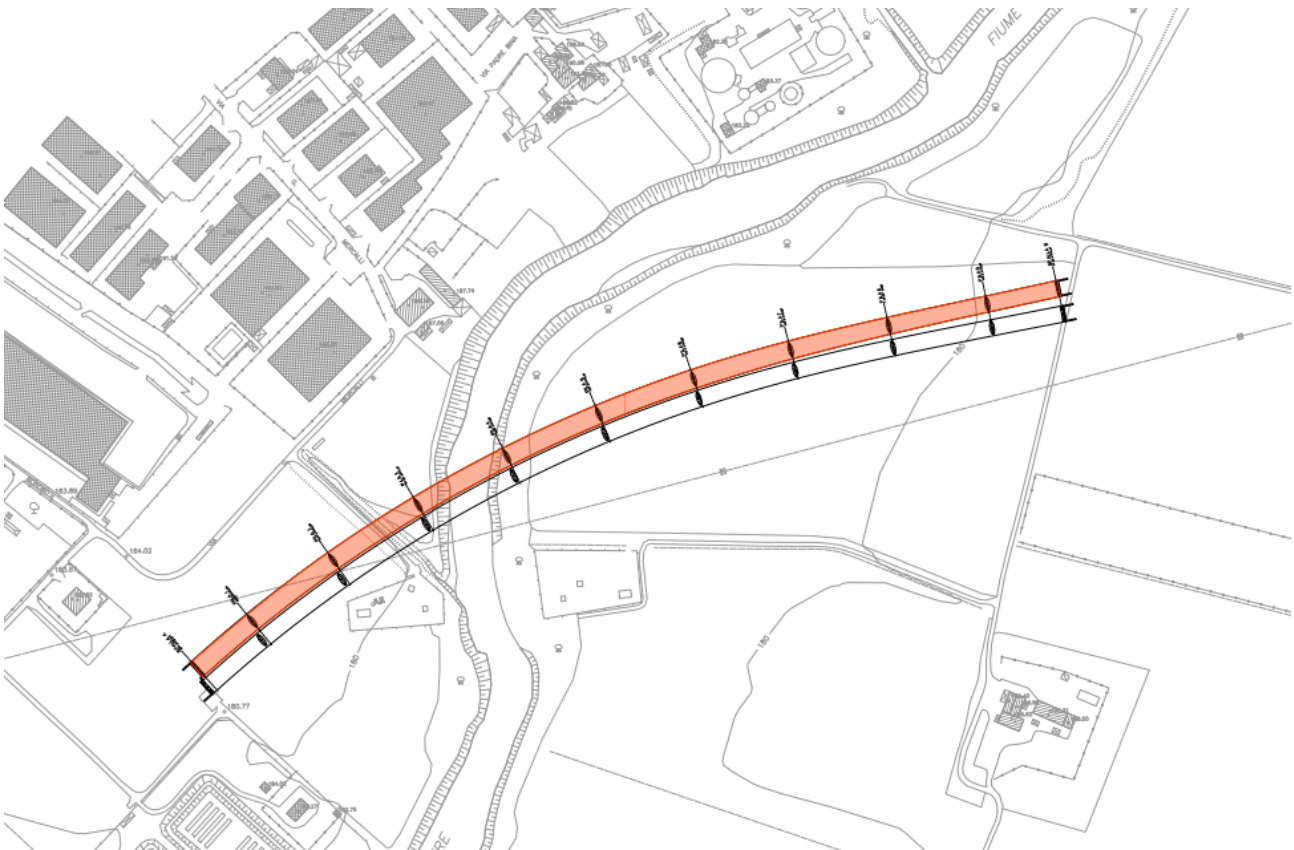


Figura 1.1 Key PLAN del viadotto

La relazione tratta il calcolo e la RELAZIONE DI CALCOLO - SOTTOSTRUTTURE

PROGETTAZIONE ATI:

1.1 Descrizione dell'opera

Il viadotto ha impalcato continuo misto acciaio/cls con luci massime di 70mt e si sviluppa in curva. E' fondato su pali ed ha pile a sezione ellittica di altezza massima 13.30mt. Il viadotto è isolato sismicamente.

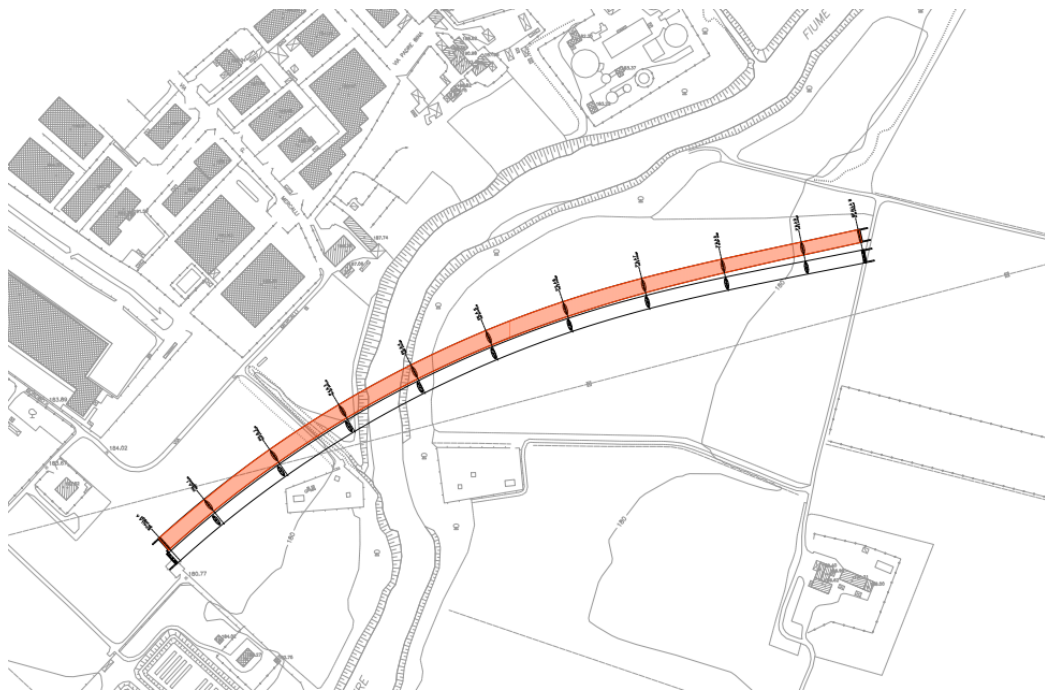


Figura 1.2 Vista dall'alto del viadotto

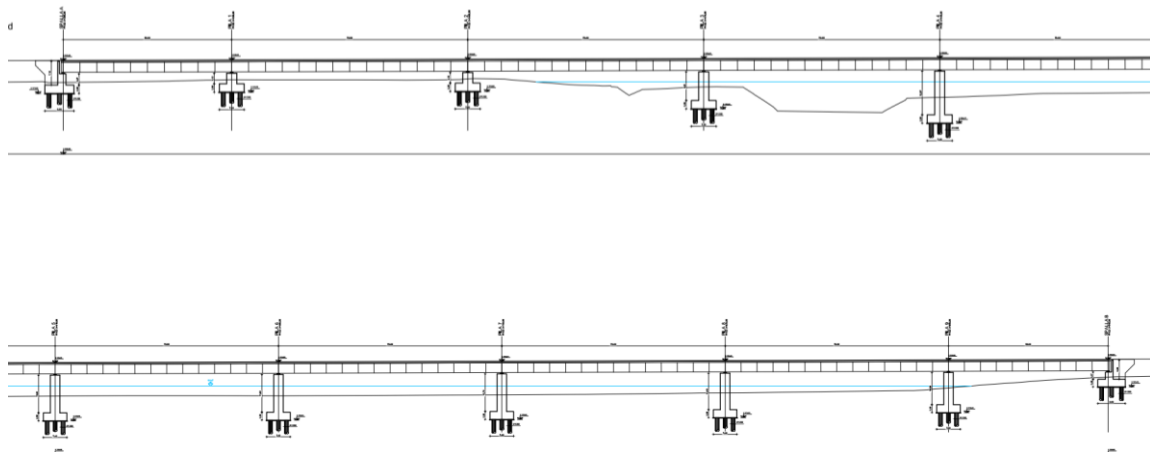
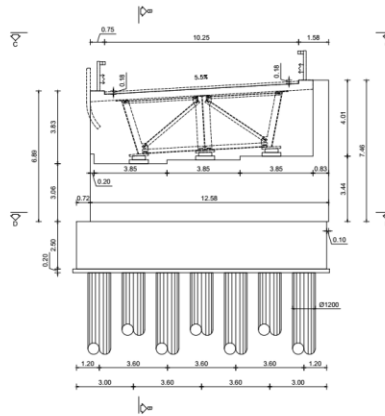


Figura 1.3 Prospetto NORD del viadotto

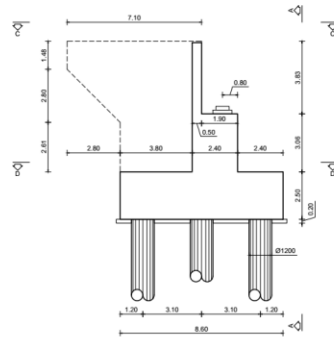
PROGETTAZIONE ATI:

SPALLA A

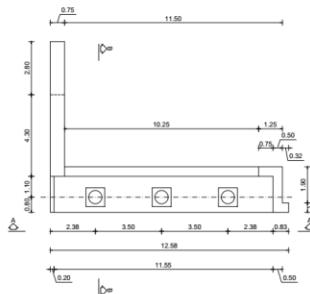
AA PROSPETTO



B-B SEZIONE TRASVERSALE



C-C VISTA APPOGGI



D-D FONDAZIONE

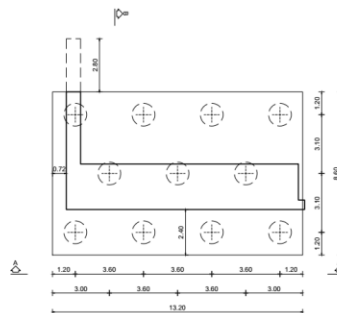
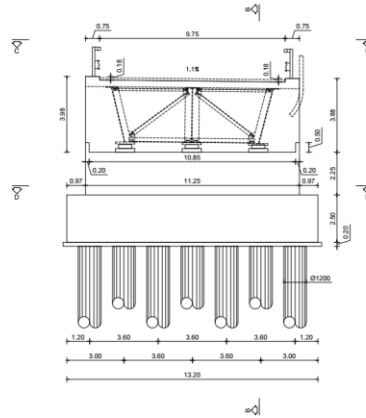


Figura 1.4 Spalla A viadotto

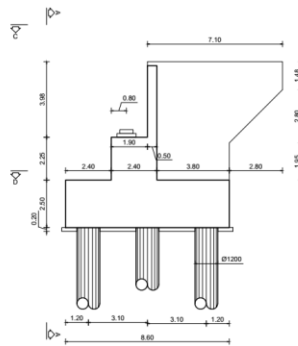
PROGETTAZIONE ATI:

SPALLA B

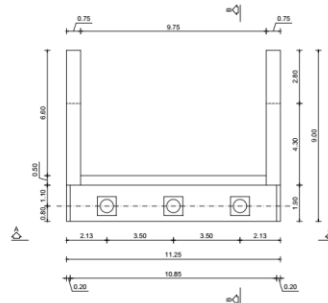
A-A PROSPETTO



B-B SEZIONE TRASVERSALE



C-C VISTA APROGGI



D-D FONDAZIONE

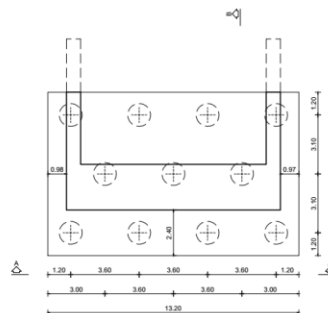
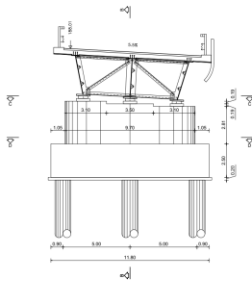


Figura 1.5 Pianta palificata Spalla B

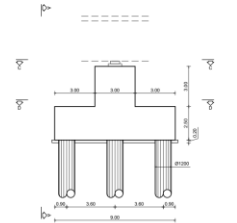
PROGETTAZIONE ATI:

PILA N.1

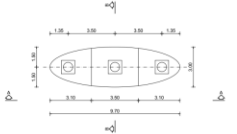
AA PROSPETTO



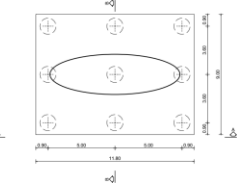
B-B SEZIONE TRASVERSALE



C-C VISTA APPOGGI

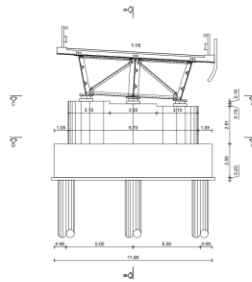


D-D FONDAZIONE

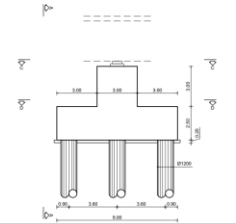


PILA N.2

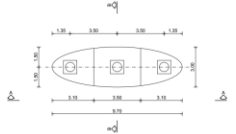
AA PROSPETTO



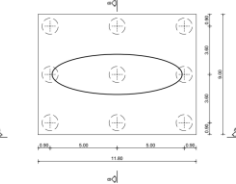
B-B SEZIONE TRASVERSALE



C-C VISTA APPOGGI

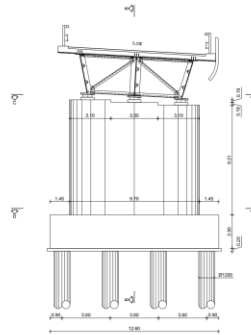


D-D FONDAZIONE

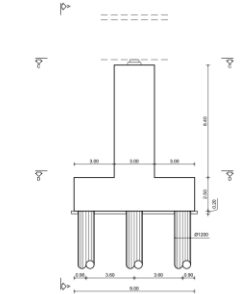


PILA N.3

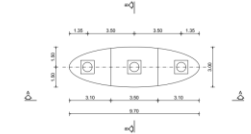
AA PROSPETTO



B-B SEZIONE TRASVERSALE



C-C VISTA APPOGGI



D-D FONDAZIONE

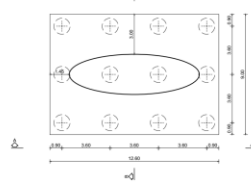


Figura 1.6 Pile 1- 2- 3

PROGETTAZIONE ATI:

1.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA/SISMICA DEL TERRENO

Per la definizione della categoria di sottosuolo si è fatto riferimento alla caratterizzazione geologica-geotecnica del sito in esame come riportato sulla relazione geologica che riguarda il presente intervento.

Si rimanda alle relazioni geologico e geotecnico del progetto.

PROGETTAZIONE ATI:

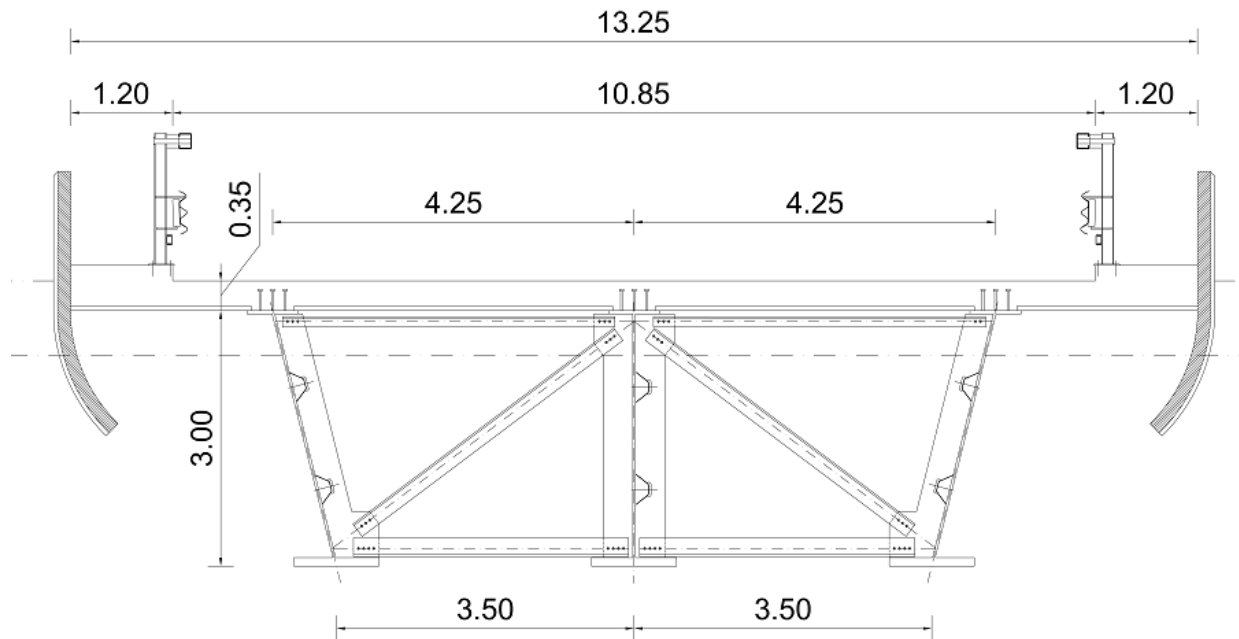
2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

La presente relazione di calcolo accompagna il progetto definitivo “E45 – SISTEMAZIONE DEL NODO DI PERUGIA – Tratto Madonna del Piano – Collestrada”

In particolare, il documento riguarda la verifica del VIADOTTO SUL TEVERE

Il ponte, realizzato tramite una struttura mista A-CLS, si compone di due luci laterali di 50 m e otto centrali di 70 m per una lunghezza complessiva di 660 m; lo schema statico è quello di trave continua, realizzato tramite 3 travi su 11 appoggi, di cui quelli di estremità gravano sulle spalle, quelli interni sulle pile; i trasversi, anch'essi in carpenteria metallica, sono posti a passo 5000 mm e si compongono di profili 2L 220x220x28 (correnti inferiori) - 180x180x22 (diagonali) - 120x120x10 (correnti superiori).

La soletta in c.a. ha uno spessore pari a 350 mm e una estensione complessiva pari a 13250 mm; lo schema seguente ne riporta la geometria trasversale:



Caratteristiche geometriche delle travi

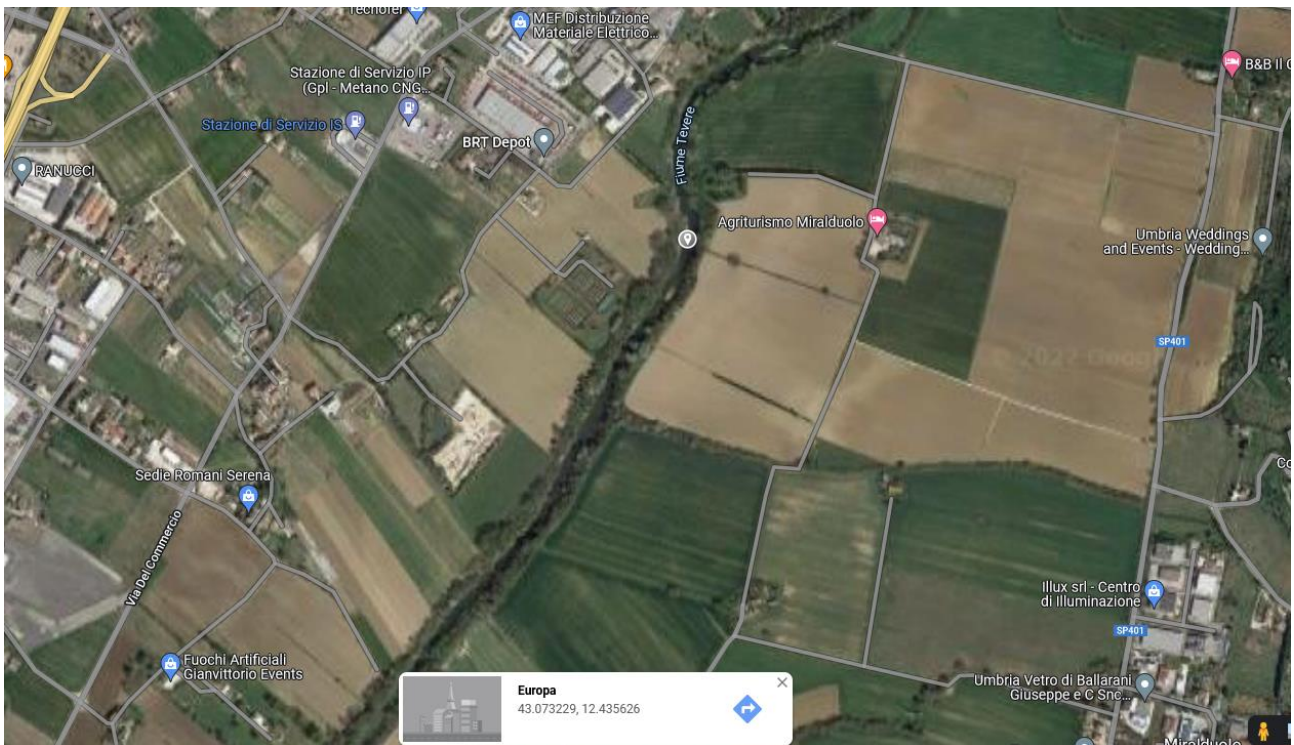
- Passo 4250 mm (app.superiori)
- Altezza 1800 mm
- L_{ALI_INF} 1000 mm
- L_{ALI_SUP} 700 mm

PROGETTAZIONE ATI:

- $t_{,anima}$ variabile (camp.30 mm – app.35 mm)
- $t_{,ali,inf}$ variabile (60-80 mm)
- $t_{,ali,sup}$ variabile (40-50 mm)
- $p_{,nervat_trasvers}$ 2500 mm
- $p_{,trasversi}$ 5000 mm (passo dei trasversi)

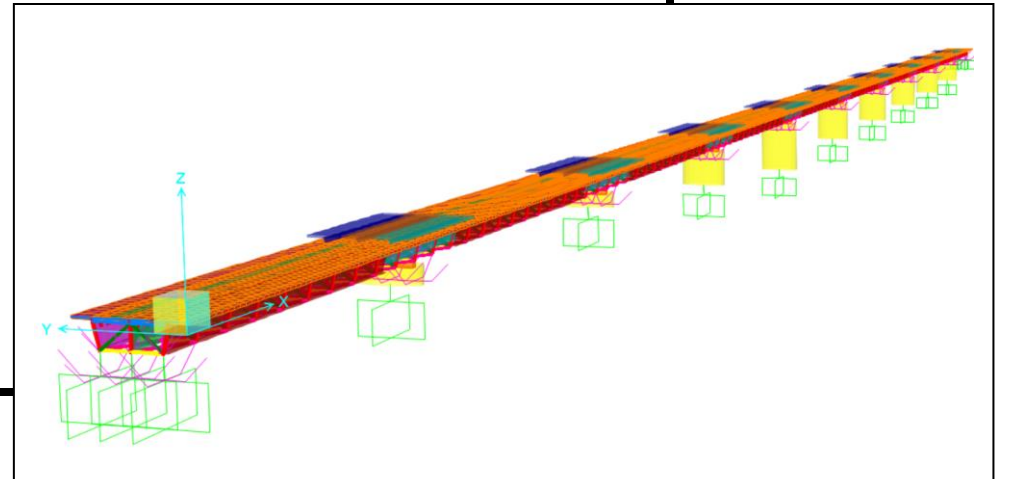
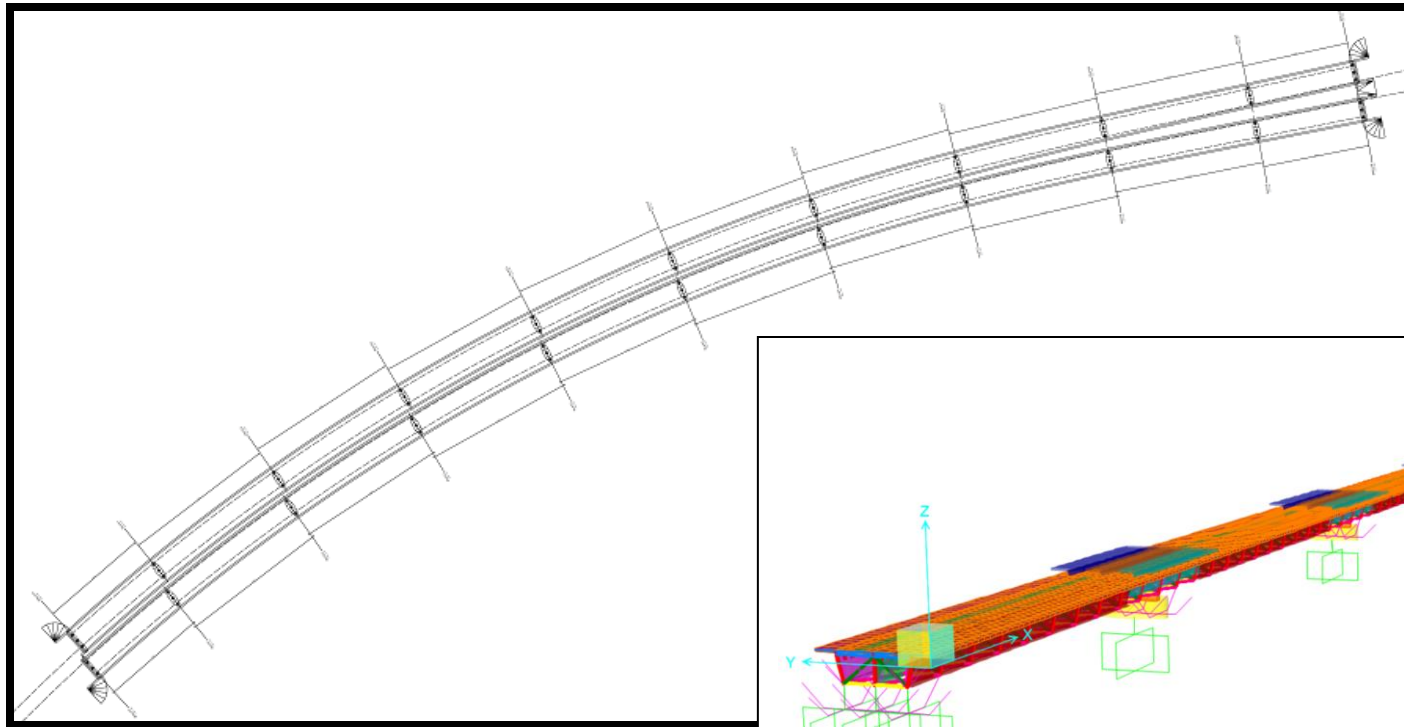
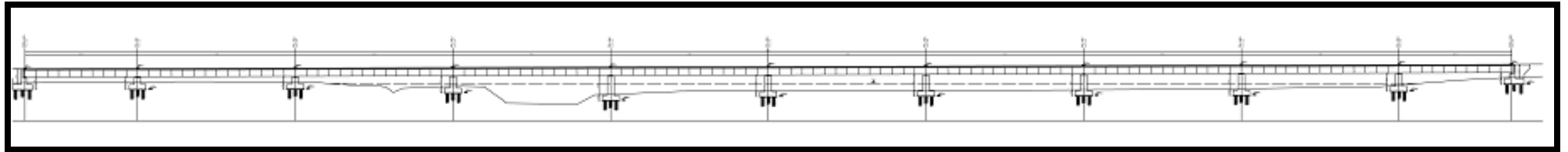
Caratteristiche geometriche della piattaforma

- $L_{,piattaforma}$ 13250 mm
- N° corsie 2
- $L_{,corsie}$ 3000 mm
- $L_{,banchine}$ 1000 mm
- $L_{,cordoli}$ 1200 mm



Planimetria di inquadramento

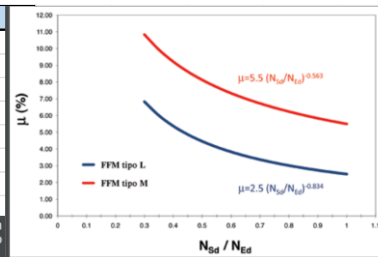
PROGETTAZIONE ATI:



PROGETTAZIONE ATI:

Il viadotto è isolato sismicamente per mezzo di ISOLATORI A PENDOLO A DOPPIA CURVATURA aventi le caratteristiche riportate nel seguito.

PARAMETRI EQUIVALENTI PER ISOLATORI A PENDOLO PILE		
R	3.1 m	Raggio curvatura equivalente
μ	3.92 %	Coeff. attrito (calcolato dal grafico a fianco)
Tipo	2.5	Coeff. che dipende dal tipo di isolatore (vedi curva)
Nsd	7000 kN	Azione quasi permanente (sotto sisma)
Nmax	12000 kN	Azione massima allo SLU sopportabile dall'isolatore
d	170 mm	Spostamento
Qualora le norme utilizzate per la progettazione strutturale consentano di modellare il comportamento non lineare sopra descritto con un modello lineare equivalente, la rigidità equivalente e lo smorzamento viscoso equivalente possono essere calcolati con le seguenti formule: $K_v = N_{sd} \cdot \left(\frac{1}{R} + \frac{\mu}{d} \right) \quad \xi_v = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{1}{\frac{d}{\mu \cdot R} + 1}$		
Ke	3871.734 kN/m	Rigidità equivalente (x modello linearizzato)
ξe	26.53 %	Smorzamento equivalente (x modello linearizzato)
Ceq	882.04	Coeff. di smorzamento equivalente
Il periodo proprio equivalente, ossia il periodo associato alla rigidità equivalente, di una struttura isolata con isolatori a superficie curva può essere calcolato come segue: $T_p = 2\pi \sqrt{\frac{1}{g \cdot \left(\frac{1}{R} + \frac{\mu}{d} \right)}}$		
Te	2.697377 sec	
Invece, il periodo associato alla rigidità di richiamo K_r è lo stesso di un pendolo semplice di lunghezza R: $T = 2\pi \sqrt{\frac{R}{g}}$		
T	3.532045 sec	

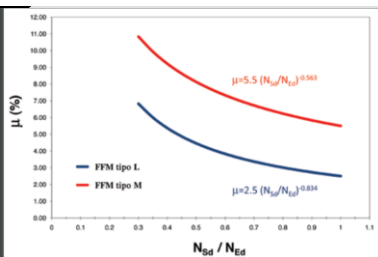


MODELLAZIONE

Il modello matematico che meglio rappresenta il funzionamento degli isolatori a scorrimento a superficie curva della serie FIP e FIP-D è la curva bilineare Forza-Spostamento mostrata nel grafico sottostante, dove:

- $F_0 = \mu \cdot N_{sd}$ ➔ forza di attrito sviluppata dall'isolatore
- $F_{max} = F_0 + K_r \cdot d = \mu \cdot N_{sd} + \frac{N_{sd}}{R} \cdot d$ ➔ forza orizzontale massima
- $K_r = \frac{N_{sd}}{R}$ ➔ rigidità di richiamo
- μ ➔ coefficiente di attrito
- N_{sd} ➔ carico verticale agente sull'isolatore
- R ➔ raggio di curvatura equivalente
- d ➔ spostamento

PARAMETRI EQUIVALENTI PER ISOLATORI A PENDOLO SPALLE		
R	3.1 m	Raggio curvatura equivalente
μ	8.80 %	Coeff. attrito (calcolato dal grafico a fianco)
Tipo	5.5	Coeff. che dipende dal tipo di isolatore (vedi curva)
Nsd	2170 kN	Azione quasi permanente (sotto sisma)
Nmax	5000 kN	Azione massima allo SLU sopportabile dall'isolatore
d	170 mm	Spostamento
Qualora le norme utilizzate per la progettazione strutturale consentano di modellare il comportamento non lineare sopra descritto con un modello lineare equivalente, la rigidità equivalente e lo smorzamento viscoso equivalente possono essere calcolati con le seguenti formule: $K_v = N_{sd} \cdot \left(\frac{1}{R} + \frac{\mu}{d} \right) \quad \xi_v = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{1}{\frac{d}{\mu \cdot R} + 1}$		
Ke	1823.225 kN/m	Rigidità equivalente (x modello linearizzato)
ξe	30.00 %	Smorzamento equivalente (x modello linearizzato)
Ceq	381.04	Coeff. di smorzamento equivalente
Il periodo proprio equivalente, ossia il periodo associato alla rigidità equivalente, di una struttura isolata con isolatori a superficie curva può essere calcolato come segue: $T_p = 2\pi \sqrt{\frac{1}{g \cdot \left(\frac{1}{R} + \frac{\mu}{d} \right)}}$		
Te	2.188543 sec	
Invece, il periodo associato alla rigidità di richiamo K_r è lo stesso di un pendolo semplice di lunghezza R: $T = 2\pi \sqrt{\frac{R}{g}}$		
T	3.532045 sec	



MODELLAZIONE

Il modello matematico che meglio rappresenta il funzionamento degli isolatori a scorrimento a superficie curva della serie FIP e FIP-D è la curva bilineare Forza-Spostamento mostrata nel grafico sottostante, dove:

- $F_0 = \mu \cdot N_{sd}$ ➔ forza di attrito sviluppata dall'isolatore
- $F_{max} = F_0 + K_r \cdot d = \mu \cdot N_{sd} + \frac{N_{sd}}{R} \cdot d$ ➔ forza orizzontale massima
- $K_r = \frac{N_{sd}}{R}$ ➔ rigidità di richiamo
- μ ➔ coefficiente di attrito
- N_{sd} ➔ carico verticale agente sull'isolatore
- R ➔ raggio di curvatura equivalente
- d ➔ spostamento

PROGETTAZIONE ATI:

3 NORMATIVE E RIFERIMENTI

[1]	D.M. 17/01/2018, n.8	Norme Tecniche per le costruzioni
[2]	Circ. Min. 21 gennaio 2019, n. 7	Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per la costruzioni”» di cui al D.M. 17 gennaio 2018
[3]	Legge 05/11/1971, n.1086	Norma per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica” e relative istruzioni (Circ. LL.PP. 14/02/1974, n. 11951)
[4]	Legge 02/02/1974, n.64	Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche
[5]	UNI EN 1990	Basis of structural design
[6]	UNI EN 1991-1-1	Actions on structures - General actions - Densities, self-weight and imposed loads
[7]	UNI EN 1991-1-4	Actions on structures - General actions - Wind actions
[8]	UNI EN 1991-1-5	Actions on structures - General actions - Thermal actions
[9]	UNI EN 1992-1-1	Design of concrete structures -General - Common rules for building and civil engineering structures
[10]	UNI EN 1992-1-2	Design of concrete structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design
[11]	UNI EN 1992-2	Design of concrete structures -Bridges
[12]	UNI EN 1993-1-1	Design of steel structures- General rules and rules for buildings
[13]	UNI EN 1993-1-8	Design of steel structures- Design of Joints
[14]	UNI EN 1994-1-1	Design of composite steel and concrete structures – General rules and rules for buildings
[15]	UNI EN 1994-2	Design of composite steel and concrete structures – General rules and rules for bridges
	UNI EN 1997-1	Geotechnical design - General rules

PROGETTAZIONE ATI:

[16]		
[17]	UNI EN 1998-1	Design provisions for earthquake resistance of structures - General rules, seismic actions and rules for buildings
[18]	UNI EN 1998-2	Design of structures for earthquake resistance - Bridges
[19]	UNI EN 1998-5	Design of structures for earthquake resistance – Foundations, retaining structures and geotechnical aspects
[20]	Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici – Servizio Tecnico Centrale	Linee guida sul calcestruzzo strutturale
[21]	UNI-EN 206-1	Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità
[22]	UNI-EN 11104	Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1
[23]	RFIDTCSIPSMMAIFS001C	Manuale di progettazione delle opere civili – Parte II – Sezione 2 – Ponti e Strutture
[24]	Mario Paolo Petrangeli	Progettazione e costruzione di ponti, 1996

PROGETTAZIONE ATI:

PROGETTAZIONE ATI:

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

4.1 Calcestruzzo

Riferimenti: D.M. 17.01.2018, par. 11.2;
Linee Guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale;
UNI EN 206-1/2006;
UNI 11104.

ASSENZA DI RISCHIO DI CORROSIONE O ATTACCO

Classe	Ambiente di esposizione	Esempi informativi	Rapporto max acqua/cemento	Dosaggio minimo cemento [kg/m ³]	Minima classe resistenza
X0	Per calcestruzzo privo di armatura o inserimento di barre metalliche: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo e disgelo, o attacco chimico. Calcestruzzi con armatura o inserimento di barre metalliche: in ambiente molto asciutto.	<ul style="list-style-type: none"> 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 	—	—	C12/15 (UNI 11104) C12/15 (UNI EN 206-1)

CORROSIONE INDOTTA DA CARBONATAZIONE

Classe	Ambiente di esposizione	Esempi informativi	Rapporto max acqua/cemento	Dosaggio minimo cemento [kg/m ³]	Minima classe resistenza
XC1	Asciutto permanentemente bagnato	<ul style="list-style-type: none"> Interni di edifici con umidità relativa bassa Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con le superfici all'interno di 	0,60 (UNI 11104) 0,65 (UNI EN 206-1)	300 (UNI 11104) 260 (UNI EN 206-1)	C25/30 (UNI 11104) C20/25 (UNI EN 206-1)

PROGETTAZIONE ATI:

		strutture con eccezione delle parti esposte a condensa, o immersa in acqua			
XC2	Bagnato, raramente asciutto	<ul style="list-style-type: none"> Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo 	0,60 (UNI 11104) 0,60 (UNI EN 206-1)	300 (UNI 11104) 280 (UNI EN 206-1)	C25/30 (UNI 11104) C25/30 (UNI EN 206-1)
XC3	Umidità moderata	<ul style="list-style-type: none"> Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici esterne riparate dalla pioggia, o in interni con umidità da moderata ad alta 	0,55 (UNI 11104) 0,55 (UNI EN 206-1)	320 (UNI 11104) 280 (UNI EN 206-1)	C28/35 (UNI 11104) C30/37 (UNI EN 206-1)
XC4	Ciclicamente asciutto e bagnato	<ul style="list-style-type: none"> 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 	0,50 (UNI 11104) 0,50 (UNI EN 206-1)	340 (UNI 11104) 300 (UNI EN 206-1)	C32/40 (UNI 11104) C30/37 (UNI EN 206-1)

CLASSE D'ESPOSIZIONE	MASSIMO A/C	CLASSE DI RESISTENZA MINIMA	DOSAGGIO MINIMO DI CEMENTO (kg/m ³)
XC1	0,60	C (25/30)	300
XC2	0,60	C (25/30)	300
XC3	0,55	C (28/35)	320
XC4	0,50	C (32/40)	340

PROGETTAZIONE ATI:

CORROSIONE DELLE ARMATURE INDOTTA DA CLORURI ESCLUSI QUELLI PROVENIENTI DALL'ACQUA DI MARE

Classe	Ambiente di esposizione	Esempi informativi	Rapporto max acqua/cemento	Dosaggio minimo cemento [kg/m ³]	Minima classe resistenza
XD1	Umidità moderata	<ul style="list-style-type: none"> Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in superfici o parti di ponti e viadotti esposti a spruzzi d'acqua contenenti cloruri 	0,55 (UNI 11104) 0,55 (UNI EN 206-1)	320 (UNI 11104) 300 (UNI EN 206-1)	C28/35 (UNI 11104) C30/37 (UNI EN 206-1)
XD2	Bagnato, raramente asciutto	<ul style="list-style-type: none"> Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in elementi strutturali totalmente immersi in acqua anche industriale contenente cloruri (piscine) 	0,50 (UNI 11104) 0,50 (UNI EN 206-1)	340 (UNI 11104) 300 (UNI EN 206-1)	C28/35 (UNI 11104) C32/40 (UNI EN 206-1)
XD3	Ciclicamente asciutto e bagnato	<ul style="list-style-type: none"> Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, di elementi strutturali direttamente soggetti agli agenti disgelanti o agli spruzzi contenenti 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 	0,45 (UNI 11104) 0,45 (UNI EN 206-1)	360 (UNI 11104) 320 (UNI EN 206-1)	C35/45 (UNI 11104) C35/45 (UNI EN 206-1)

CLASSE D'ESPOSIZIONE	MASSIMO A/C	CLASSE DI RESISTENZA MINIMA	DOSAGGIO MINIMO DI CEMENTO (kg/m ³)
XD1	0,55	C (28/35)	320
XD2	0,50	C (32/40)	340
XD3	0,45	C (35/45)	360

PROGETTAZIONE ATI:

CORROSIONE DELLE ARMATURE INDOTTA DA CLORURI PRESENTI NELL'ACQUA DI MARE

Classe	Ambiente di esposizione	Esempi informativi	Rapporto max acqua/cemento	Dosaggio minimo cemento [kg/m ³]	Minima classe resistenza
XS1	Esposto alla salsedine marina ma non direttamente in contatto con l'acqua di mare	<ul style="list-style-type: none"> Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali sulle coste. o in prossimità 	0,45 (UNI 11104) 0,50 (UNI EN 206-1)	340 (UNI 11104) 300 (UNI EN 206-1)	C32/40 (UNI 11104) C30/37 (UNI EN 206-1)
XS2	Permanentemente sommerso	<ul style="list-style-type: none"> Calcestruzzo armato ordinario o precompresso di strutture marine completamente immerse in acqua 	0,45 (UNI 11104) 0,45 (UNI EN 206-1)	360 (UNI 11104) 320 (UNI EN 206-1)	C35/45 (UNI 11104) C35/45 (UNI EN 206-1)
XS3	Zone esposte agli spruzzi oppure alla marea	<ul style="list-style-type: none"> Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali esposti. alla battigia o alle zone soggette agli spruzzi ed onde del mare. 	0,45 (UNI 11104) 0,45 (UNI EN 206-1)	360 (UNI 11104) 340 (UNI EN 206-1)	C35/45 (UNI 11104) C35/45 (UNI EN 206-1)

CLASSE D'ESPOSIZIONE	MASSIMO A/C	CLASSE DI RESISTENZA MINIMA	DOSAGGIO MINIMO DI CEMENTO (kg/m ³)
XS1	0,50	C (32/40)	340
XS2	0,45	C (35/45)	360
XS3	0,45	C (35/45)	360

PROGETTAZIONE ATI:

ATTACCO DEI CICLI GELO/DISGELO CON O SENZA SALI DISGELANTI

Classe	Ambiente di esposizione	Esempi informativi	Rapporto max acqua/cemento	Dosaggio minimo cemento [kg/m ³]	Minima classe resistenza
XF1	Moderata saturazione d'acqua in assenza di agente disgelante	<ul style="list-style-type: none"> 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 	0,50 (UNI 11104) 0,55 (UNI EN 206-1)	320 (UNI 11104) 300 (UNI EN 206-1)	C32/40 (UNI 11104) C30/37 (UNI EN 206-1)
XF2	Moderata saturazione d'acqua in presenza di agente disgelante	<ul style="list-style-type: none"> Elementi come parti di ponti che in altro modo sarebbero classificati come XF1 ma che sono esposti direttamente o indirettamente agli agenti disgelanti 	0,50 (UNI 11104) 0,55 (UNI EN 206-1)	340 (UNI 11104) 300 (UNI EN 206-1)	C25/30 (UNI 11104) C25/30 (UNI EN 206-1)
XF3	Elevata saturazione d'acqua in assenza di agente disgelante	<ul style="list-style-type: none"> Superfici orizzontali in edifici dove l'acqua può accumularsi e che possono essere soggetti ai fenomeni di gelo, elementi soggetti a frequenti bagnature ed esposti al gelo 	0,50 (UNI 11104) 0,50 (UNI EN 206-1)	340 (UNI 11104) 320 (UNI EN 206-1)	C25/30 (UNI 11104) C30/37 (UNI EN 206-1)
XF4	Elevata saturazione d'acqua in presenza di agente antigelo oppure acqua di mare	<ul style="list-style-type: none"> 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 	0,45 (UNI 11104) 0,45 (UNI EN 206-1)	360 (UNI 11104) 340 (UNI EN 206-1)	C28/35 (UNI 11104) C30/37 (UNI EN 206-1)

PROGETTAZIONE ATI:

CLASSE D'ESPOSIZIONE	MASSIMO A/C	CLASSE DI RESISTENZA MINIMA	VOLUME MINIMO DI ARIA (%)	DOSAGGIO MINIMO DI CEMENTO (kg/m ³)	ALTRI REQUISITI
XF1	0,50	C (32/40)	---	320	Aggregati conformi alla UNI-EN 12620 di adeguata resistenza al gelo/disgelo
XF2	0,50	C (25/30)	3	340	
XF3	0,50	C (25/30)	3	340	
XF4	0,45	C (28/35)	3	360	

ATTACCO CHIMICO (DA PARTE DI ACQUE DEL TERRENO E ACQUE FLUENTI)

Classe	Ambiente di esposizione	Esempi informativi	Rapporto max acqua/cemento	Dosaggio minimo cemento [kg/m ³]	Minima classe resistenza
XA1	Ambiente chimicamente debolmente aggressivo secondo prospetto 2 della UNI EN 206-1	<ul style="list-style-type: none"> Contenitori di fanghi e vasche di decantazione Contenitori e vasche per acque reflue 	0,55 (UNI 11104) 0,55 (UNI EN 206-1)	320 (UNI 11104) 300 (UNI EN 206-1)	C28/35 (UNI 11104) C30/37 (UNI EN 206-1)
XA2	Ambiente chimicamente moderatamente aggressivo secondo prospetto 2 della UNI EN 206-1	<ul style="list-style-type: none"> Elementi strutturali o pareti a contatto di terreni aggressivi 	0,50 (UNI 11104) 0,50 (UNI EN 206-1)	340 (UNI 11104) 320 (UNI EN 206-1)	C32/40 (UNI 11104) C30/37 (UNI EN 206-1)
XA3	Ambiente chimicamente fortemente aggressivo secondo prospetto 2 della UNI EN 206-1	<ul style="list-style-type: none"> 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 	0,45 (UNI 11104) 0,45 (UNI EN 206-1)	360 (UNI 11104) 340 (UNI EN 206-1)	C35/45 (UNI 11104) C35/45 (UNI EN 206-1)

PROGETTAZIONE ATI:

CLASSE D'ESPOSIZIONE	MASSIMO A/C	CLASSE DI RESISTENZA MINIMA	DOSAGGIO MINIMO DI CEMENTO (kg/m ³)
XA1	0,55	C (28/35)	320
XA2	0,50	C (32/40)	340
XA3	0,45	C (35/45)	360

CLASSE DI CONSISTENZA	ABBASSAMENTO AL CONO DI ABRAMS (mm)	DENOMINAZIONE DI CONSISTENZA	CAMPO DI APPLICAZIONE
S1	Da 10 a 40	Umida	Cordoli, marciapiedi
S2	Da 50 a 90	Plastica	Forti pendenze
S3	Da 100 a 150	Semifluida	Scale, coperture inclinate rampe
S4	Da 160 a 210	Fluida	Muri, solai, travi pilastri
S5	Oltre 220	Superfluida	Strutture sottili, scarso interfero

Relazione tra classe di consistenza e tempo di vibrazione del conglomerato	
Classe di consistenza	Tempo minimo di immersione dell'ago nel calcestruzzo (s)
S1	25 - 30
S2	20 - 25
S3	15 - 20
S4	10 - 15
S5	5 - 10
F6	0 - 5
SCC	Non necessita compattazione (salvo indicazioni specifiche della D.L.)

PROGETTAZIONE ATI:

Magrone di sottofondazione

Classe del calcestruzzo		C12/15	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	Rck	15	N/mm ²
Classe di esposizione	X0		-

Soletta e cordoli

Classe del calcestruzzo		C35/45	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	Rck	45	N/mm ²
Classe di esposizione		XC4 + XD3	-
Gruppi di esigenze		A	-
Rapporto massimo acqua/cemento		0.45	-
Classe di consistenza (Slump)		S4-S5	-
Dimensione massima dell'aggregato		20	mm

Pile e spalle

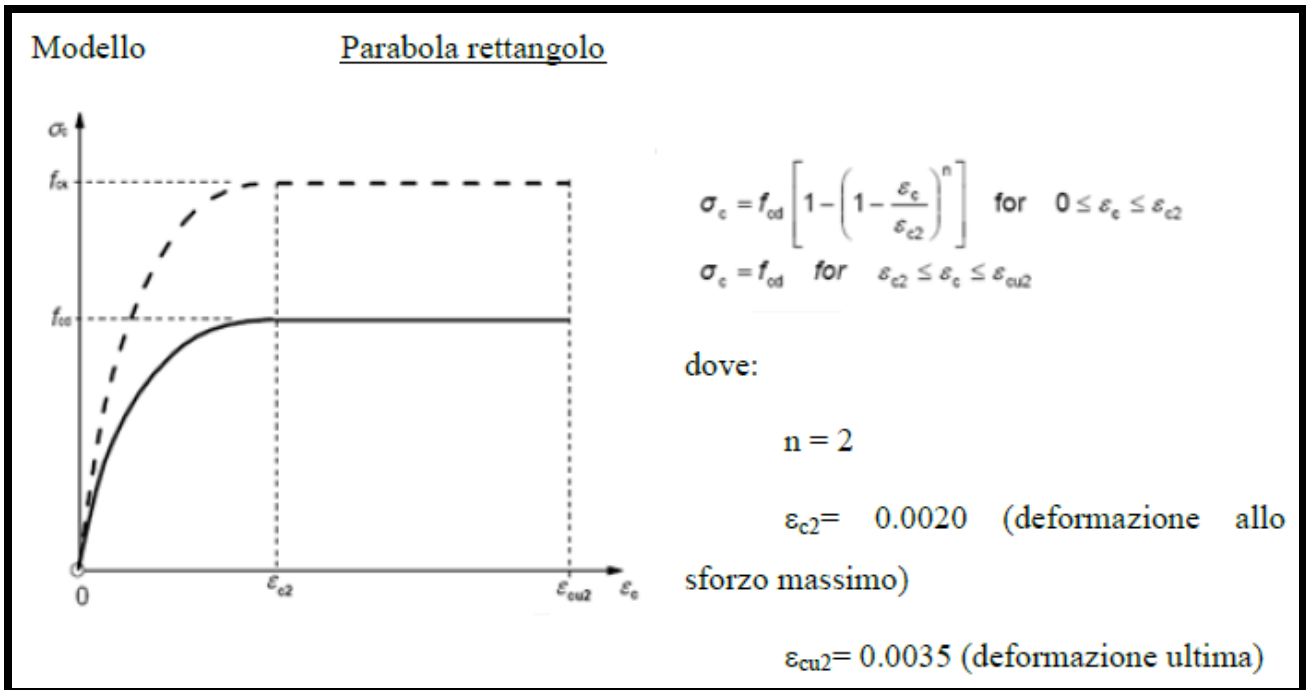
Classe del calcestruzzo		C35/45	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	Rck	45	N/mm ²
Classe di esposizione		XC4 + XD1	-
Rapporto massimo acqua/cemento		0.50	-
Classe di consistenza (Slump)		S4-S5	-
Dimensione massima dell'aggregato		20	mm

Fondazioni

Classe del calcestruzzo		C35/45	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	Rck	45	N/mm ²
Classe di esposizione		XC2+XA2	-
Rapporto massimo acqua/cemento		0.55	-
Classe di consistenza (Slump)		S4-S5	-
Dimensione massima dell'aggregato		20	mm

PROGETTAZIONE ATI:

CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI		Fy,nom	E	f,yd	ε,y	αcc	
		Tens caratt di snervam.	Modulo elastico acc.	(N/mmq)	(N/mmq)	coeff ridutt. carichi lunga dur.	
		(N/mmq)		Res_ di calcolo acc.	Deformaz. a snervam.		
		450	210000	391,3	0,186%	0,85	
Rck	f,cd	Ec,m	f,ck	f,ctd	f,ctd,f	f,cm	f,ctm
(N/mmq)	(N/mmq)	(N/mmq)	(N/mmq)	(N/mmq)	(N/mmq)	(N/mmq)	(N/mmq)
Res_cubica a compr.	Res_ a compr. pura	Modulo elastico medio	Res_cilindrica a compr.	Res_ a traz.assiale	Res_ a traz. x flessione	Res_cilindrica media a compr	Res_media a trazione assiale
45	19,83	34077	35	1,50	1,80	43	3,21
f,ctk	f,cfm	f,ck	SLE				
(N/mmq)	(N/mmq)	(N/mmq)	σc,caratt (rara)	σc,q.perm.	σc,caratt (rara)	σc,q.perm.	σs
Res_caratt a trazione assiale	Res_media a trazione x fless	Res_caratt a trazione x fless	Elementi ordinari (sp.>=50 mm)		Elem. piani (sp.<50 mm)		Tens.amm comb. SLE rara (0,8*fyk)
2,25	3,85	2,70	σc,d=0,6*fck	σc,d=0,45*fck	σc,d=0,48*fck	σc,d=0,36*fck	360,00 MPa
			21,00 MPa	15,75 MPa	16,80 MPa	12,60 MPa	



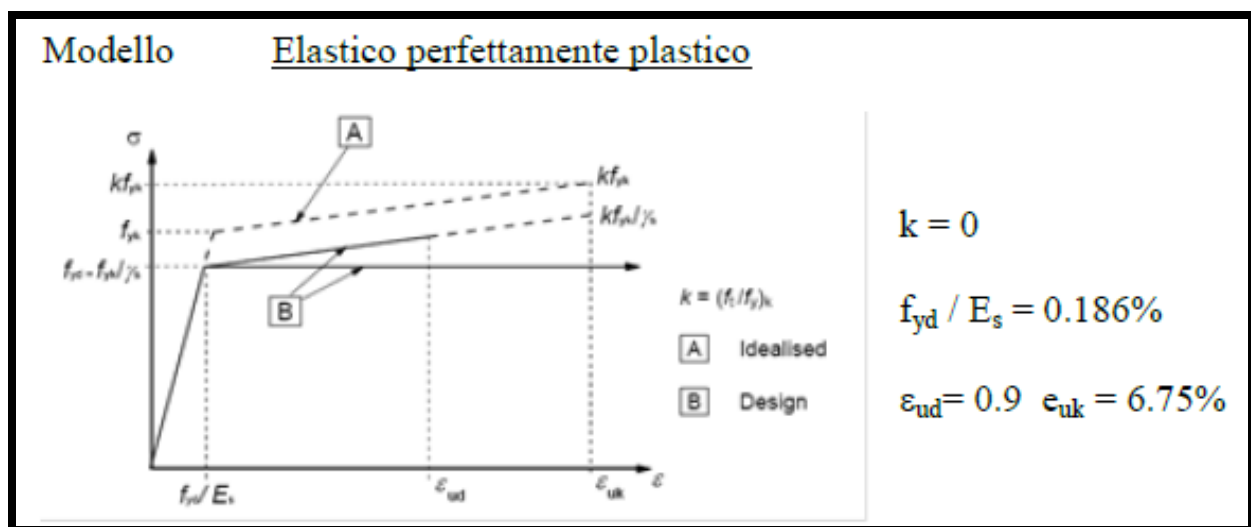
Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

4.2 Acciaio

Acciaio per armatura lenta

Classe di acciaio	B450		
Tensione caratteristica di rottura	ftk	540	N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento	fyk	450	N/mm ²
Resistenza di progetto	fyd	391.3	N/mm ²
Sovra-resistenza	ftk / fyk	≥1.15	-
Modulo di elasticità	Es	210000	N/mm ²



Acciaio da carpenteria

Acciaio tipo S355 J2W			
Tensione di rottura	ftk	470-630	N/mm ²
Tensione di snervamento	fyk	355-295	N/mm ²
Profili laminati	S355J2	EN 10025-5	

PROGETTAZIONE ATI:

Pioli di collegamento

Pioli elettrosaldati tipo Nelson	S235J2G3+C450	(ex ST 37-3K)	EN ISO13918
----------------------------------	---------------	---------------	-------------

- Carico di snervamento (Re) min. 350 N/mm²
- Resistenza a trazione (Rm) min.450 N/mm²
- Allungamento (A5) min.15%

Unioni bullonate

Viti	Classe 10.9	UNI EN ISO 898/1
Dadi	Classe 8G	UNI EN 898/2
Rosette	Acciaio C50	UNI EN 10083/2
Piastrine	Acciaio C50	UNI EN 10083/2

Unioni saldate

Saldature in accordo con istruzione FS 44/S Legami costitutivi

PROGETTAZIONE ATI:

4.3 Copriferro ed interferro

Per la determinazione del copriferro si fa riferimento sia a quanto prescritto nelle norme NTC2018 e relativa Circolare 2019, ai § 4.1.2.2.4.2 e 4.1.6.1.3:

C4.1.6.1.3 Copriferro e interferro

Con riferimento al § 4.1.6.1.3 delle NTC, al fine della protezione delle armature dalla corrosione il valore minimo dello strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve rispettare quanto indicato in Tabella C4.1.IV, nella quale sono distinte le tre condizioni ambientali di Tabella 4.1.IV delle NTC. I valori sono espressi in mm e sono distinti in funzione dell'armatura, barre da c.a. o cavi aderenti da c.a.p. (fili, trecce e trefoli), e del tipo di elemento, a piastra (solette, pareti,...) o monodimensionale (travi, pilastri,...).

A tali valori di tabella vanno aggiunte le tolleranze di posa, pari a 10 mm o minore, secondo indicazioni di norme di comprovata validità.

I valori della Tabella C4.1.IV si riferiscono a costruzioni con vita nominale di 50 anni (Tipo 2 secondo la Tabella 2.4.I delle NTC). Per costruzioni con vita nominale di 100 anni (Tipo 3 secondo la citata Tabella 2.4.I) i valori della Tabella C4.1.IV vanno aumentati di 10 mm. Per classi di resistenza inferiori a C_{min} i valori della tabella sono da aumentare di 5 mm. Per produzioni di elementi sottoposte a controllo di qualità che preveda anche la verifica dei copriferri, i valori della tabella possono essere ridotti di 5 mm.

Per acciai inossidabili o in caso di adozione di altre misure protettive contro la corrosione e verso i vani interni chiusi di solai alleggeriti (alveolari, predalles, ecc.), i copriferri potranno essere ridotti in base a documentazioni di comprovata validità.

Tabella C4.1.IV - Copriferri minimi in mm

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
C_{min}	C_0	ambiente	$C \geq C_0$	$C_{min} < C < C_0$	$C \geq C_0$	$C_{min} < C < C_0$	$C \geq C_0$	$C_{min} < C < C_0$	$C \geq C_0$	$C_{min} < C < C_0$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

La classe di resistenza minima C_{min} indicata in tabella deve comunque intendersi riferita alla pertinente classe di esposizione di cui alla UNI EN 206:2016 richiamata nella Tabella 4.1.III delle NTC.

Soletta e cordoli

- Classe esposizione XC4 + XD3
- Condizioni aggressive
- Copriferro min_soletta: $30+10 -5 = 35$ mm (controllo copriferri in fase di esecuzione)
- Copriferro min_cordoli: $40+10 -5 = 45$ mm (controllo copriferri in fase di esecuzione)

Pile e spalle

- Classe esposizione XC4 + XD1
- Condizioni aggressive
- Copriferro min: $35+10 -5 = 40$ mm (controllo copriferri in fase di esecuzione)

Fondazioni

- Classe esposizione XC2+XA2
- Condizioni aggressive
- Copriferro min: $30+10 = 40$ mm

PROGETTAZIONE ATI:

5 FASI COSTRUTTIVE

- A. REALIZZAZIONE DELLE FONDAZIONI
- B. REALIZZAZIONE DI PILE
- C. REALIZZAZIONE DELLE SPALLE
- D. POSA IN OPERA DELLE TRAVI
- E. REALIZZAZIONE DEI TRASVERSI
- F. POSA DELLE PREDALLES E GETTO DELLA SOLETTA
- G. REALIZZAZIONE DELLA SOVRASTRUTTURA

FASE	CARICHI AGENTI	SCHEMA STRUTTURALE
FASE 0	Peso proprio delle travi	Solo travi
FASE 1	Peso proprio predalles e soletta	Travi continue con trasversi e soletta non reagente (n=inf.)
FASE 2	Pesi propri portati (pavimentazione, urbano) + ritiro del cls	Travi continue con trasversi e soletta reagente omogeneizzata a tempo infinito (considerando gli effetti della viscosità)
FASE 3	Carichi variabili + variazioni termiche	Travi continue con trasversi e soletta reagente omogeneizzata a tempo zero
FASE 4	Fase sismica: analisi dinamica modale	Travi continue con trasversi modellati tramite elementi frame e soletta reagente modellata con shell

PROGETTAZIONE ATI:

6 PILA

6.1 Predimensionamento

Come riportato al par. 7.9.2.1 delle NTC18, occorre limitare il valore delle tensioni sulle pile (cfr. diagramma andamento della duttilità all'aumentare delle sollecitazioni assiali nelle combinazioni di pressoflessione):

Per gli elementi duttili di calcestruzzo armato i valori di q_d della Tab. 7.3.11 valgono solo se la sollecitazione di compressione normalizzata v_k , ottenuta dividendo lo sforzo di progetto N_{Ed} per la resistenza a compressione semplice della sezione ($v_k = N_{Ed}/A_c f_{cd}$), non eccede il valore 0,3.

Per un buon predimensionamento delle sottostrutture è quindi consigliabile attestarsi su valori di v_k contenuti; in questa fase si pone:

$$v_k = N_{Ed}/(A_c f_{cd}) < 30\%$$

I valori di sollecitazione N sono ottenuti dal modello SAP in condizioni sismiche (ponte isolato):

SOLLEC.	FRAME	STATION	OUTPUT CASE	CASE TYPE	P	V2	V3	T	M2	M3
MAX N	48	11.76	SISMA_3_T	Combination	-8799	658	244	0	1099	45
MIN N	37	0.00	INV_SLV_1	Combination	-41960	-222	-709	-14	-14713	-2963
MAX M2	37	0.00	INV_SLV_2	Combination	-34263	177	1171	12	30083	2368
MIN M2	37	0.00	INV_SLV_2	Combination	-40158	-189	243	-12	-21643	-2518
MAX M3	37	0.00	SISMA_1_T	Combination	-22572	2544	243	-1	3990	33512
MIN M3	37	0.00	SISMA_1_T	Combination	-27658	-2550	-243	-1	3990	-33583
MAX V2	37	0.00	SISMA_1_T	Combination	-22572	2544	243	1	3990	-33583
MIN V2	37	0.00	SISMA_1_T	Combination	-27658	-2550	-243	-1	-3985	-33583
MAX V3	48	0.00	INV_SLV_2	Combination	-33184	101	1172	10	28615	1209
MIN V3	37	0.00	INV_SLV_2	Combination	-40158	-189	-1172	-12	-21643	-2518
MAX T	194	0.00	INV_SLV_2	Combination	-29446	469	972	24	23053	4842
MIN T	5	0.00	INV_SLV_2	Combination	-30756	-470	-937	-24	-8465	-1410
e=IM2/NI	37	0.00	INV_SLV_2	Combination	-34263	177	1171	12	30083	45
e=IM3/NI	37	0.00	SISMA_1_T	Combination	-22572	2544	243	1	3990	33512

La massima reazione agente sulla pila è nell'involuppo SLU e ammonta a 41960 KN

Considerando la sezione di base della pila pari a 228500 cm², si ha:

$$v_k = N_{Ed}/(A_c f_{cd}) = 41960E3/(228500 \cdot E2 \cdot 19.83) = 0.093 = 9.3\% < 30\%$$

PROGETTAZIONE ATI:

6.2 Peso proprio

Eseguito il predimensionamento, è possibile procedere al calcolo dei carichi permanenti:

Peso baggioli:	$3*1.0*0.2*1.0*25$	= 15	KN
Peso pila:	$22.85*11.89*25$	= 6792.2	KN
Tot:		= 6807.2	KN

6.3 Carichi variabili

6.3.1 TEMPERATURA

Analogamente a quanto eseguito sull'impalcato, sulla pila viene considerato un gradiente termico pari a:

$$\Delta T_u = \pm 30^{\circ}\text{C}$$

6.3.2 VENTO

Come già analizzato nel relativo capitolo, il calcolo della pressione del vento (condotto in ottemperanza al cap. 3.3.4 delle NTC18) fornisce una pressione del vento pari a 1.1 KN/mq

$$\text{Sup. pila: } 9.7*11.89 \text{ mq} \quad \rightarrow F_{v,pila} = 9.7*11.89*1.1 = 126.9 \text{ KN}$$

(10.67 KN/m sul lato 9.7 m; 3.3 KN/m sul lato 3.0 m)

6.3.3 AZIONE SISMICA

Per l'azione sismica si faccia riferimento al capitolo 5.8

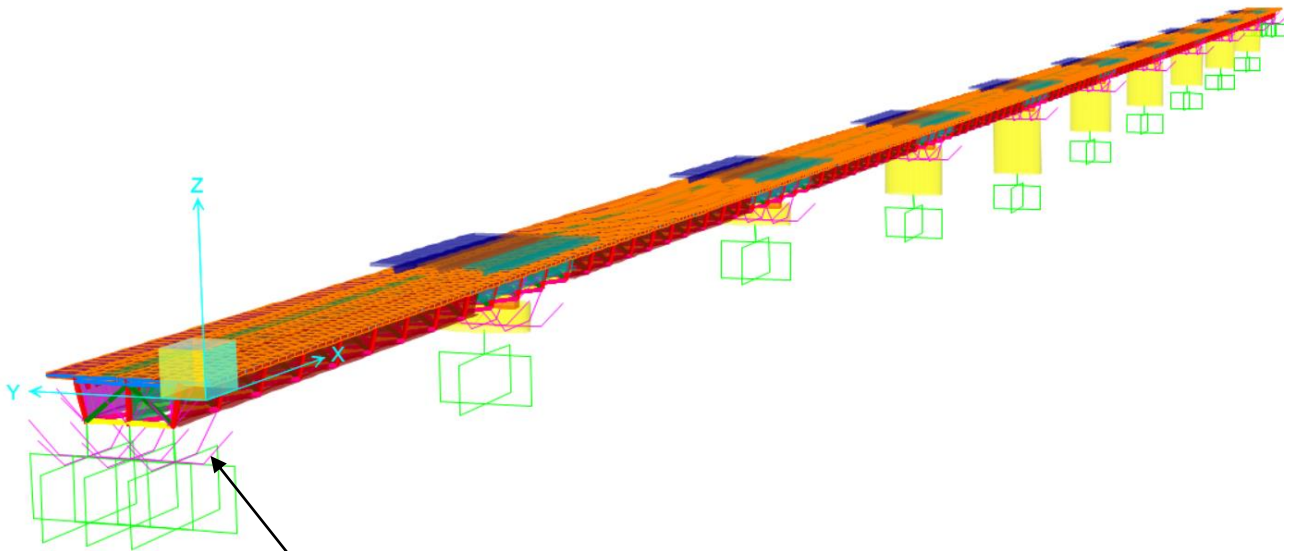
6.3.4 COMBINAZIONE SISMICA

Per l'azione sismica si faccia riferimento al capitolo 5.9

PROGETTAZIONE ATI:

6.4 Modellazione

La modellazione ha previsto l'utilizzo di ulteriori elementi di tipo Nlink per simulare i vincoli interni unidirezionali e multidirezionali (isolatori)

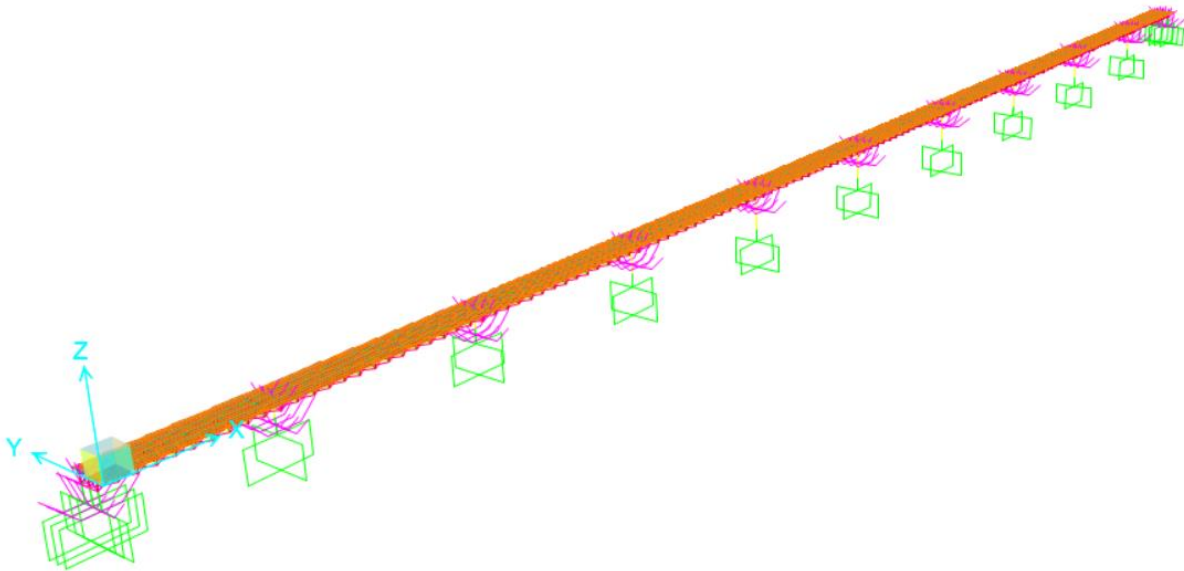


Link/Support Type	Friction Isolator		
Property Name	ISOLATORI	Set Default Name	
Property Notes	Modify/Show...		
Total Mass and Weight			
Mass	5.	Rotational Inertia 1	0.
Weight	0.	Rotational Inertia 2	0.
		Rotational Inertia 3	0.
Factors For Line, Area and Solid Springs			
Property is Defined for This Length In a Line Spring		1.	
Property is Defined for This Area In Area and Solid Springs		1.	
Directional Properties			P-Delta Parameters
Direction	Fixed	NonLinear	Properties
<input checked="" type="checkbox"/> U1	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Modify/Show for U1...
<input checked="" type="checkbox"/> U2	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Modify/Show for U2...
<input checked="" type="checkbox"/> U3	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Modify/Show for U3...
<input type="checkbox"/> R1	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R1...
<input type="checkbox"/> R2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R2...
<input type="checkbox"/> R3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R3...
<input type="button" value="Fix All"/>	<input type="button" value="Clear All"/>		
			<input type="button" value="Advanced..."/>
			<input type="button" value="OK"/>
			<input type="button" value="Cancel"/>

PROGETTAZIONE ATI:

6.5 Analisi modale

Le tabelle seguenti riportano i periodi propri della struttura con le corrispondenti masse partecipanti. Le tabelle sono corredate delle defrmate modali principali.



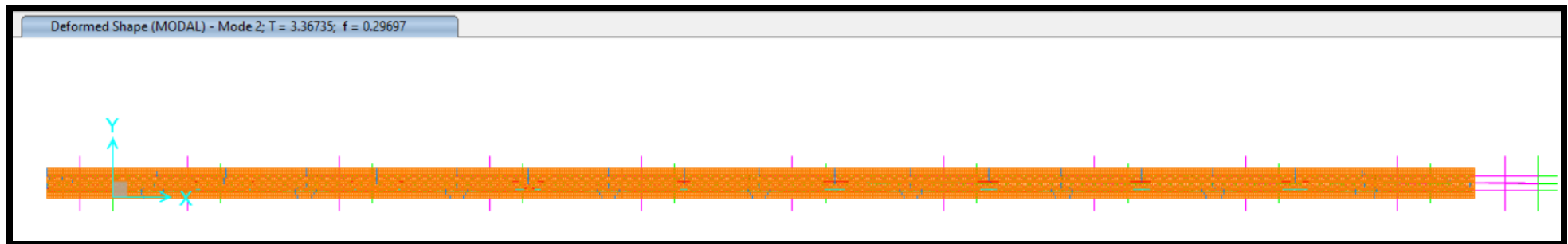
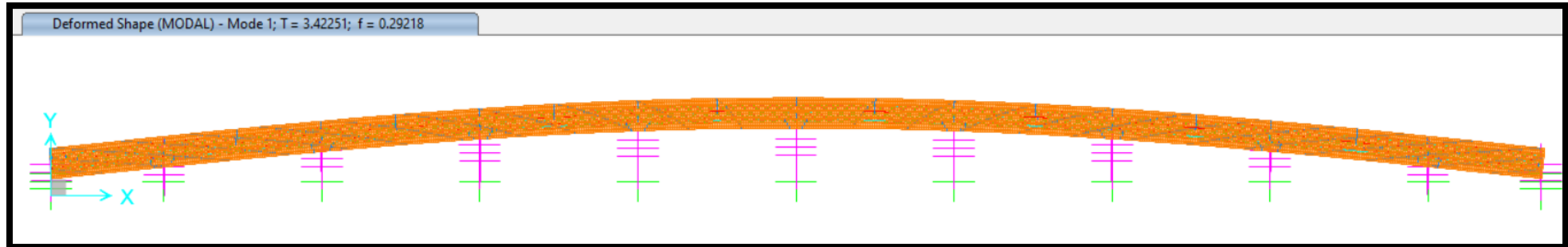
Sono stati considerati 500 modi; la massa eccitata ammonta al'85 % su X ed Y, e circa il 71% su Z. Di seguito si riporta la tabella dei primi 25 modi:

PROGETTAZIONE ATI:

TABLE: Modal Participating Mass Ratios

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	3.42	0.00%	79.46%	0.00%	0.00%	79.46%	0.00%
MODAL	Mode	2	3.37	87.43%	0.00%	0.00%	87.43%	79.46%	0.00%
MODAL	Mode	3	3.24	0.00%	0.00%	0.00%	87.43%	79.46%	0.00%
MODAL	Mode	4	2.92	0.00%	7.76%	0.00%	87.43%	87.23%	0.00%
MODAL	Mode	5	2.23	0.00%	0.00%	0.00%	87.43%	87.23%	0.00%
MODAL	Mode	6	1.46	0.00%	0.05%	0.00%	87.43%	87.28%	0.00%
MODAL	Mode	7	0.96	0.00%	0.00%	0.00%	87.43%	87.28%	0.00%
MODAL	Mode	8	0.67	0.00%	0.00%	0.00%	87.43%	87.28%	0.00%
MODAL	Mode	9	0.63	0.00%	0.00%	0.00%	87.43%	87.28%	0.00%
MODAL	Mode	10	0.60	0.00%	0.00%	0.07%	87.43%	87.28%	0.07%
MODAL	Mode	11	0.55	0.00%	0.00%	0.00%	87.43%	87.28%	0.07%
MODAL	Mode	12	0.50	0.00%	0.00%	0.00%	87.43%	87.28%	0.07%
MODAL	Mode	13	0.50	0.00%	0.00%	0.46%	87.43%	87.28%	0.53%
MODAL	Mode	14	0.46	0.00%	0.00%	0.00%	87.43%	87.28%	0.53%
MODAL	Mode	15	0.42	0.00%	0.00%	2.64%	87.43%	87.28%	3.18%
MODAL	Mode	16	0.42	0.00%	0.00%	0.00%	87.43%	87.28%	3.18%
MODAL	Mode	17	0.40	0.00%	0.00%	0.00%	87.43%	87.28%	3.18%
MODAL	Mode	18	0.39	0.00%	0.00%	0.00%	87.43%	87.28%	3.18%
MODAL	Mode	19	0.37	0.00%	0.00%	39.44%	87.43%	87.28%	42.62%
MODAL	Mode	20	0.36	0.00%	0.00%	0.00%	87.43%	87.28%	42.62%
MODAL	Mode	21	0.35	0.00%	0.00%	0.00%	87.43%	87.28%	42.62%
MODAL	Mode	22	0.34	0.00%	0.00%	0.00%	87.43%	87.28%	42.62%
MODAL	Mode	23	0.34	0.00%	0.00%	0.00%	87.43%	87.28%	42.62%
MODAL	Mode	24	0.33	0.00%	0.00%	1.93%	87.43%	87.28%	44.55%
MODAL	Mode	25	0.33	0.00%	0.00%	0.00%	87.43%	87.28%	44.55%

PROGETTAZIONE ATI:



PROGETTAZIONE ATI:

6.6 Analisi delle sollecitazioni agenti sulla pila

La tabella seguente riporta le massime ennuple contemporanee agenti sugli elementi più cementati delle pile.

Nota:

i valori di output corrispondono all'estradosso del plinto, ovvero alla base geometrica della pila

SOLLEC.	FRAME	STATION	OUTPUT CASE	CASE TYPE	P	V2	V3	T	M2	M3
MAX N	48	11.76	SISMA_3_T	Combination	-8799	658	244	0	1099	45
MIN N	37	0.00	INV_SLV_1	Combination	-41960	-222	-709	-14	-14713	-2963
MAX M2	37	0.00	INV_SLV_2	Combination	-34263	177	1171	12	30083	2368
MIN M2	37	0.00	INV_SLV_2	Combination	-40158	-189	243	-12	-21643	-2518
MAX M3	37	0.00	SISMA_1_T	Combination	-22572	2544	243	-1	3990	33512
MIN M3	37	0.00	SISMA_1_T	Combination	-27658	-2550	-243	-1	3990	-33583
MAX V2	37	0.00	SISMA_1_T	Combination	-22572	2544	243	1	3990	-33583
MIN V2	37	0.00	SISMA_1_T	Combination	-27658	-2550	-243	-1	-3985	-33583
MAX V3	48	0.00	INV_SLV_2	Combination	-33184	101	1172	10	28615	1209
MIN V3	37	0.00	INV_SLV_2	Combination	-40158	-189	-1172	-12	-21643	-2518
MAX T	194	0.00	INV_SLV_2	Combination	-29446	469	972	24	23053	4842
MIN T	5	0.00	INV_SLV_2	Combination	-30756	-470	-937	-24	-8465	-1410
e=IM2/NI	37	0.00	INV_SLV_2	Combination	-34263	177	1171	12	30083	45
e=IM3/NI	37	0.00	SISMA_1_T	Combination	-22572	2544	243	1	3990	33512

PROGETTAZIONE ATI:

6.7 Progetto pile

Le pile devono essere verificate agli stati limite ultimi e di esercizio; per quanto attiene i primi, verranno riportate le verifiche flessionali e taglianti. Per gli stati limite di esercizio verranno effettuate le verifiche tensionali e di fessurazione.

Si riportano di seguito le prescrizioni normative utili al calcolo:

7.9.4. ANALISI STRUTTURALE

Per i metodi di analisi si fa riferimento al § 7.3, salvo quanto specificato al successivo § 7.9.4.1. Quando si utilizzano i metodi lineari, l'incremento delle sollecitazioni flettenti nelle zone dissipative per effetto delle non linearità geometriche può essere preso in conto mediante l'espressione semplificata:

$$\Delta M = d_{Ed} \cdot N_{Ed} \quad [7.9.3]$$

dove d_{Ed} è lo spostamento valutato nella situazione sismica di progetto in accordo con quanto specificato nel § 7.3.3.3 ed N_{Ed} è la forza assiale di progetto.

7.3.3.3 VALUTAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI DELLA STRUTTURA

Gli spostamenti d_E sotto l'azione sismica di progetto relativa allo *SLV* si ottengono moltiplicando per il fattore di duttilità in spostamento μ_d i valori d_{Ee} ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione seguente:

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee} \quad [7.3.8]$$

Dove :

$$\begin{aligned} \mu_d &= q && \text{se } T_1 \geq T_c \\ \mu_d &= 1 + (q - 1) \cdot \frac{T_c}{T_1} && \text{se } T_1 < T_c \end{aligned} \quad [7.3.9]$$

In ogni caso $\mu_d \leq 5q - 4$.

Gli spostamenti allo *SLC* si possono ottenere, in assenza di più accurate valutazioni che considerino l'effettivo rapporto delle ordinate spettrali in spostamento, moltiplicando per 1,25 gli spostamenti allo *SLV*.

7.9.5. DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Le indicazioni successive si applicano agli elementi strutturali delle strutture in elevazione. Per essi si effettuano verifiche di resistenza e verifiche di duttilità nei modi indicati nel § 7.3.6.1.

I fattori di sovrarresistenza γ_{Rd} da utilizzare nelle singole verifiche, secondo le regole della progettazione in capacità, sono calcolati mediante l'espressione:

$$\gamma_{Rd} = 0,7 + 0,2 q \geq 1 \quad [7.9.7]$$

nella quale q è il valore del fattore di comportamento utilizzato nel calcolo. Nel caso di sezioni in calcestruzzo armato, qualora il rapporto v_k tra la forza assiale e la resistenza a compressione della sezione di calcestruzzo eccede 0,1, il fattore di sovrarresistenza va moltiplicato per $1 + 2 (v_k - 0,1)^2$.

Le sollecitazioni calcolate a partire dalle capacità flessionali amplificate, incrementate dell'effetto dei carichi permanenti distribuiti sugli elementi, ottenute con il criterio della progettazione in capacità, si indicano con l'indice "prc", ad es. F_{prc} .

Per le strutture di fondazione vale quanto indicato nel § 7.2.5.

Alle azioni sismiche, cui la spalla o la pila devono resistere come strutture a sé stanti, sono da aggiungere le forze parassite trasmesse per attrito dagli appoggi mobili o elastomerici che non assolvono la funzione di isolamento ai sensi del § 7.10, che devono essere maggiorate di un fattore pari a 1,30.

Le forze parassite trasmesse dagli appoggi o le coazioni indotte nella struttura dalle azioni variabili o permanenti potranno essere trascurate per le opere aventi elementi strutturali che raggiungono la capacità flessionale, calcolata sul relativo dominio di resistenza allo *SLU*, in corrispondenza della sollecitazione assiale agente.

7.9.5.1 PILE

Per le pile in acciaio, si rimanda ai criteri del § 7.5.

Per le pile in calcestruzzo armato, si applicano i criteri appresso indicati.

7.9.5.1.1 Verifiche di resistenza (RES)

In ogni sezione la capacità deve risultare superiore o uguale alla corrispondente domanda.

Presso-flessione

Nelle sezioni in cui è prevista la formazione di zone dissipative, la domanda a presso-flessione è quella ottenuta dall'analisi globale della struttura per le combinazioni di carico di cui al § 2.5.3.

Per i ponti in CD "A" ed in CD "B" la domanda a compressione nelle pile non deve eccedere, rispettivamente, il 55% ed il 65% della capacità massima a compressione della sezione di solo calcestruzzo, per tutte le combinazioni considerate.

Nelle sezioni comprese nelle zone dissipative, deve risultare:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad [7.9.8]$$

nella quale:

M_{Ed} è la domanda flessionale (accompagnata dalla domanda flessionale in direzione ortogonale assunta come ad essa contemporanea) derivante dall'analisi;

M_{Rd} è la capacità flessionale, calcolata sul relativo dominio di resistenza allo *SLU* in corrispondenza della sollecitazione assiale agente.

Nelle sezioni poste al di fuori delle zone dissipative, deve risultare:

$$M_{prc} \leq M_{yd} \quad [7.9.9]$$

nella quale M_{prc} è la domanda flessionale (accompagnata dalla domanda flessionale in direzione ortogonale assunta come ad essa contemporanea) calcolata come descritto al § 7.9.5 e M_{yd} è la capacità flessionale corrispondente alla curvatura convenzionale di prima plasticizzazione di cui al § 7.4.4.1.2, in corrispondenza della sollecitazione assiale agente.

Qualora, al di fuori delle zone dissipative delle pile, la domanda flessionale M_{prc} superi il valore M_{Rd} delle zone dissipative stesse, si adotta quest'ultimo al posto di M_{prc} .

C7.9.5 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Per garantire alle pile da ponte un comportamento dissipativo, nel dimensionamento e nella verifica degli elementi strutturali si adotta la progettazione in capacità. A differenza degli elementi strutturali di tutte le altre tipologie strutturali, per le quali i fattori di sovrarresistenza sono tutti riassunti nella Tabella 7.2.I, la norma fornisce un'espressione specifica per le strutture in elevazione dei ponti. Per individuare la domanda calcolata, in base a considerazioni di equilibrio, a partire dalla capacità a flessione delle zone dissipative e dai carichi permanenti, si utilizza, solo per i ponti, il pedice "prc".

La Circolare esplicativa illustra più chiaramente il concetto:

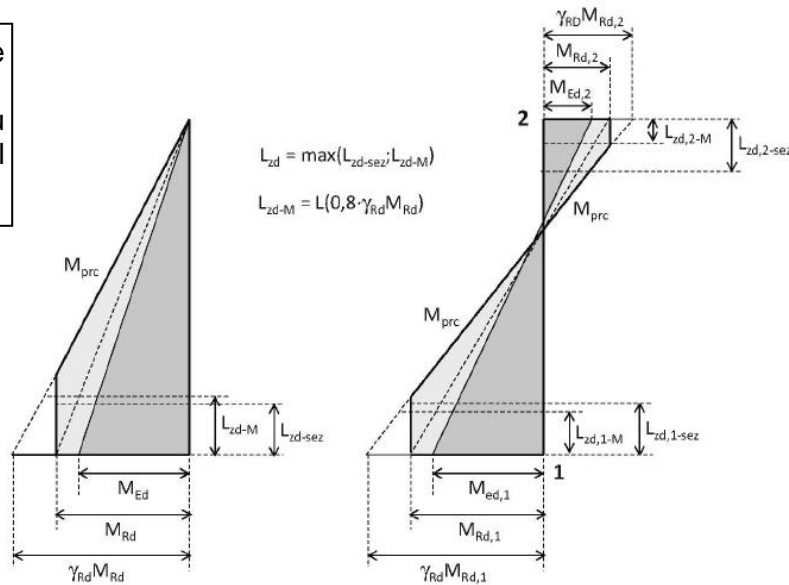


Figura C7.9.1 – Progettazione in capacità delle pile (schema a mensola e a doppio incastro)

Si specifica di seguito il significato dei simboli in Figura C7.9.1: L_{zd} = lunghezza della zona dissipativa; L_{zd-sez} = lunghezza della zona dissipativa in funzione delle dimensioni della sezione (§ 7.9.6.1.3 NTC); L_{zd-M} = lunghezza della zona dissipativa in funzione della domanda flessionale M_{prc} definita al § 7.9.5 della norma.

Taglio

Ai fini della progettazione in capacità, per ciascuna direzione di applicazione del sisma, la domanda a taglio V_{Ed} si ottiene imponendo l'equilibrio tra le capacità a flessione delle sezioni di estremità della pila $M_{s,prc}$ e $M_{i,prc}$ e il taglio V_{prc} applicato nelle stesse sezioni, secondo le espressioni:

$$V_{Ed} = \gamma_{Bd} \cdot V_{prc} \quad [7.9.10a]$$

$$V_{prc} = (M_{s,prc} + M_{i,prc}) / l_p \quad [7.9.10b]$$

dove l_p è la distanza tra le due sezioni di estremità della pila (nel caso di pila incastrata solamente alla base è la distanza tra la sezione di incastro e la sezione di momento nullo) e γ_{Bd} è calcolato sulla base del rapporto tra il taglio derivante dall'analisi V_E e il taglio V_{prc} mediante la formula seguente:

$$1,00 \leq \gamma_{Bd} = 2,25 - q \cdot (V_E / V_{prc}) \leq 1,25 \quad [7.9.11]$$

La capacità a taglio delle sezioni delle pile è calcolata come indicato nel § 4.1.2.3.5, dove il braccio delle forze interne z può essere assunto pari a $0,9d$ per le sezioni rettangolari piene o cave, $0,75d$ per le sezioni circolari piene e $0,60d$ per le sezioni circolari cave.

Nelle zone dissipative delle pile progettate in CD "A", l'angolo di inclinazione delle bielle di calcestruzzo compresso deve essere assunto pari a 45° .

Le dimensioni della sezione sono da riferirsi al solo nucleo confinato di calcestruzzo laddove sia necessaria armatura di confinamento.

Per elementi tozzi, con $\alpha < 2,0$ (vedi § 7.9.2.1), deve essere eseguita anche la verifica a scorrimento.

7.9.5.1.2 Verifiche di duttilità (DUT)

La verifica di duttilità deve essere eseguita per le zone dissipative delle pile che richiedono armatura di confinamento come indicato al § 7.9.6.1.

Il rispetto dei dettagli costruttivi indicati al § 7.9.6.1 consente di omettere la verifica esplicita di duttilità. Quest'ultima, laddove necessaria, deve essere eseguita come indicato al § 7.4.4.1.2.

7.9.5.2 IMPALCATO

Al fine di evitare il martellamento tra diverse parti di impalcato tra loro contigue si dovranno rispettare i criteri enunciati al § 7.2.1, nella sezione "distanza fra costruzioni contigue".

Valori inferiori di tali distanze potranno essere adottati se il martellamento tra le parti produce meccanismi di rottura controllata e, compatibilmente con l'esercizio dell'infrastruttura, facilmente riparabili.

7.9.5.2.1 Verifiche di resistenza (RES)

In ogni sezione la capacità deve risultare superiore o uguale alla corrispondente domanda.

Il criterio di dimensionamento per l'impalcato è che esso non subisca danni per le azioni corrispondenti allo *SLV* ossia per effetto delle massime sollecitazioni indotte dall'azione sismica di progetto.

Le verifiche di resistenza sono in generale superflue nella direzione longitudinale per ponti ad asse rettilineo o con curvatura poco pronunciata, salvo effetti locali nelle zone di collegamento con gli apparecchi d'appoggio.

In direzione trasversale, la domanda in resistenza si ottiene con i criteri della progettazione in capacità.

In particolare, in sommità della generica pila i si ha una sollecitazione di taglio data da:

$$V_{Ed} = V_{E,i} \cdot \frac{\gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,i}}{M_{E,i}} \leq V_{E,i} \cdot q \quad [7.9.12]$$

nella quale $V_{E,i}$ è il valore dello sforzo di taglio ottenuto dall'analisi, $M_{E,i}$ il corrispondente momento flettente alla base della pila, ed $M_{Rd,i}$ l'effettivo momento resistente alla base della pila.

Se la pila trasmette anche momenti all'impalcato, i valori da assumere per la verifica di quest'ultimo sono dati dai valori dei momenti resistenti delle membrature che li trasmettono, moltiplicati per il fattore di sovrarresistenza γ_{Rd} .

Per azione sismica diretta trasversalmente al ponte, quando si verifica l'impalcato con il criterio della progettazione in capacità, deve essere considerata la riduzione della sua rigidità torsionale.

In direzione verticale, la verifica dell'impalcato deve essere eseguita nei casi indicati al § 7.2.2, assumendo per l'azione sismica il valore $q = 1$.

PROGETTAZIONE ATI:

7.9.6. DETTAGLI COSTRUTTIVI PER ELEMENTI DI CALCESTRUZZO ARMATO

7.9.6.1 PILE

Al fine di conferire la necessaria duttilità è necessario disporre idonee armature trasversali all'interno delle zone dissipative delle pile:

- armature atte a confinare adeguatamente il nucleo in calcestruzzo della sezione;
- armature atte a contrastare l'instabilità delle barre verticali compresse.

Le prescrizioni sulle armature trasversali sono volte a conseguire determinati obiettivi prestazionali. Esse non determinano dei quantitativi di acciaio da sommare tra di loro, pertanto nelle zone dissipative di una pila, fermi restando i dettagli costruttivi e il passo minimo delle armature prescritti nei successivi tre paragrafi, il quantitativo di armatura trasversale è il massimo tra quelli necessari a:

- soddisfare le verifiche di resistenza a taglio;
- confinare adeguatamente il nucleo in calcestruzzo della sezione;
- contrastare l'instabilità delle barre verticali compresse.

Salvo studi specifici le armature in parola sono indicate nei §§ 7.9.6.1.1, 7.9.6.1.2 e 7.9.6.1.3.

7.9.6.1.1 Armature per il confinamento del nucleo di calcestruzzo

Le armature per il confinamento del nucleo di calcestruzzo non sono necessarie nei casi seguenti:

- se la sollecitazione di compressione normalizzata risulta $v_k \leq 0,08$;
- nel caso di sezioni delle pile in parete sottile a doppio T o cave, mono o multi cellulari, purché risulti $v_k \leq 0,2$;
- nel caso di sezioni delle pile progettate in CD"A" o in CD"B" ove è possibile raggiungere una duttilità in curvatura non inferiore, rispettivamente, a $\mu_\phi = 13$ o a $\mu_\phi = 7$, senza che la deformazione di compressione massima nel calcestruzzo superi il valore 0,0035.

La percentuale meccanica minima di armatura trasversale per il confinamento costituita da tiranti o staffe di forma rettangolare $\omega_{wd,r}$ è data da:

$$\omega_{wd,r} \geq \max(\omega_{w,req}; 0,67 \cdot \omega_{w,min}) \quad [7.9.15]$$

con:

$$\omega_{w,req} = \frac{A_c}{A_{cc}} \cdot \lambda \cdot v_k + 0,13 \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} (\rho_L - 0,01) \quad [7.9.16]$$

dove:

- A_c è l'area totale di calcestruzzo della sezione.
- A_{cc} è l'area del nucleo confinato della sezione.
- v_k è stato precedentemente definito.
- λ vale 0,37 per le pile progettate in CD"A" e 0,28 per le pile progettate in CD"B".
- $\omega_{w,min}$ vale 0,18 per le pile progettate in CD"A" e 0,12 per le pile progettate in CD"B".
- ρ_L è la percentuale geometrica di armatura longitudinale.

Per staffe di forma circolare, la percentuale meccanica minima di armatura di confinamento è data da:

$$\omega_{wd,c} \geq \max(1,4 \cdot \omega_{w,req}; \omega_{w,min}) \quad [7.9.17]$$

La percentuale meccanica è definita dalle espressioni seguenti:

- sezioni rettangolari

$$\omega_{wd,r} = \frac{A_{sw}}{s \cdot b} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad [7.9.18]$$

in cui:

- A_{sw} = area complessiva dei bracci delle staffe chiuse e dei tiranti in una direzione
- s = interasse verticale delle armature di confinamento = S_t

PROGETTAZIONE ATI:

- b = dimensione nel piano orizzontale del nucleo confinato di calcestruzzo misurata in direzione ortogonale a quella dei bracci delle staffe.
- sezioni circolari

$$\omega_{wd,c} = \frac{4A_{sp}}{D_{sp}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad [7.9.19]$$

in cui

- $A_{sp} \cdot D_{sp}$ = area della sezione delle barre circolari e diametro della circonferenza;
- s = interasse verticale delle armature di confinamento = S_L .

Il passo dell'armatura trasversale di confinamento lungo l'asse verticale della pila S_L deve rispettare le seguenti condizioni:

$$S_L \leq \min(6 \cdot d_{bL}; 1.5 \cdot b^*) \quad [7.9.20]$$

in cui d_{bL} è il diametro delle armature longitudinali e b^* è la dimensione minore del nucleo confinato di calcestruzzo.

In direzione trasversale la distanza S_T nel piano orizzontale tra due bracci di staffa rettangolare o tra due tiranti deve risultare:

$$S_T \leq \min\left(\frac{1}{3} \cdot b^*; 200 \text{ mm}\right) \quad [7.9.21]$$

La porzione di calcestruzzo effettivamente confinata si misura dal baricentro delle staffe di confinamento alla fibra in cui la deformazione di compressione nel conglomerato è pari al valore 0,0035/2.

7.9.6.1.2 Armature per contrastare l'instabilità delle barre verticali compresse

Esse non sono necessarie nel caso di sezioni delle pile progettate in CD''B'' ove sia possibile omettere l'armatura di confinamento.

Il passo dell'armatura trasversale per contrastare l'instabilità delle barre verticali compresse lungo l'asse verticale della pila S_L deve rispettare la seguente condizione:

$$S_L \leq 6 \cdot d_{bL} \quad [7.9.22]$$

con il significato già esposto dei simboli.

Lungo i bordi rettilinei delle sezioni l'obiettivo di trattenere le barre longitudinali può essere raggiunto in due modi alternativi:

- mediante un braccio di staffa assicurato per mezzo di tiranti intermedi disposti in posizioni alternate lungo l'asse verticale della pila.
- attraverso la sovrapposizione di più staffe chiuse disposte in modo tale che le barre verticali interne risultino alternativamente legate.

In direzione trasversale la distanza S_T nel piano orizzontale tra due bracci di staffa o tiranti deve risultare inferiore o uguale a 200 mm. Il quantitativo minimo di tiranti o bracci trasversali necessari a limitare i fenomeni d'instabilità delle barre longitudinali lungo i bordi rettilinei è fornito dalla relazione seguente:

$$\frac{A_T}{S_T} = \sum A_s \cdot f_{yk,s} \cdot \frac{1}{1,6 \cdot f_{yk,t}} \quad [7.9.23]$$

In cui:

- A_T ed S_T sono rispettivamente l'area di un braccio di staffa o tirante (in mm²) e la distanza misurata in direzione trasversale fra i bracci dei tiranti (m).
- $\sum A_s$ è la somma delle aree delle barre verticali (in mm²) di competenza di un braccio di staffa o tirante.
- $f_{yk,s}$ e $f_{yk,t}$ sono rispettivamente le tensioni di snervamento dell'acciaio dell'armatura verticale e delle staffe o tiranti.

PROGETTAZIONE ATI:

7.9.6.1.3 **Dettagli costruttivi per le zone dissipative**

La lunghezza, misurata lungo l'asse verticale, della zona dissipativa di una pila progettata in CD''A'' ove risulti $v_k \leq 0,3$ è pari alla maggiore delle due:

- la profondità della sezione in direzione ortogonale all'asse di rotazione del momento flettente;
- la distanza tra la sezione di momento massimo e la sezione in cui il momento si riduce del 20%. Il diagramma dei momenti flettenti su cui computare il decremento del 20% è quello in cui il valore massimo del momento vale M_{prc} .

Per $0,3 \leq v_k \leq 0,6$ tale valore deve essere incrementato del 50%.

Per un'ulteriore estensione di lunghezza pari alla precedente si dispone solo l'armatura di confinamento gradualmente decrescente, in misura non inferiore in totale a metà di quella necessaria nel primo tratto.

La lunghezza, misurata lungo l'asse verticale, della zona dissipativa di una pila progettata in CD''B'' è pari alla distanza tra la sezione di momento massimo e la sezione ove risulti $M_{R,d} \leq 1,3 M_{E,d}$. Tale distanza può essere nulla.

Tutte le armature di confinamento, staffe o tiranti, devono terminare con piegature a 135° che si ancorano verso l'interno per una lunghezza minima di 10 diametri.

I tiranti devono essere sempre ancorati alle staffe in prossimità delle barre verticali.

Nel caso di sezioni ove risulti $v_k \leq 0,30$ è possibile impiegare tiranti con piegature a 135° su una estremità e a 90° sull'altra estremità, purché siano alternati i versi di posa.

Tiranti con entrambe le piegature di estremità a 135° possono essere costituiti da due elementi distinti con tratti rettilinei convenientemente sovrapposti all'interno della zona centrale del nucleo di calcestruzzo.

Nel caso di sezioni delle pile in parete sottile a doppio T o cave, mono o multi cellulari, il rapporto tra la lunghezza netta di ogni parete interna e il proprio spessore dovrà essere inferiore o uguale a 8. Per le pareti esterne tale limite vale 4. Per le pile circolari cave tale limitazione si intende riferita al diametro interno.

7.9.6.2 **IMPALCATO, FONDAZIONI E SPALLE**

Ferme restando le prescrizioni inerenti le armature di cui al § 7.2.5, in conseguenza dei criteri di progetto adottati, non sono da prevedere per gli elementi costruttivi in titolo accorgimenti specifici per conferire duttilità.

6.7.1 VERIFICHE SLU

- Calcolo del fattore di comportamento q_0 e verifica del limite di compressione v_k :

f _{yd} (N/mm ²)	f _{cd} (N/mm ²)	f _{ck} (N/mm ²)	Forma Pila	Φ _{pila}	B	H	CD
Res. di calcolo acc.	Res. a compr. Pura	Res. cil. a comp.	Circ./Rett.	cm	cm	cm	CDB
391.3	19.8	35.0	Rettangolare	0	970	300	

Φ _{barre}	Φ _{staffe}	copriferro	T1	Tc	Mrd	q ₀	q
mm	mm	mm	sec	sec	KNm	Tab. 7.3.II	q=q ₀ *Kr
26	16	50	3.420	0.44	399881.00	q ₀ = 1.00	1.00

NTC 7.9.2.1 - FATTORE DI COMPORTAMENTO							
Sforzi di compressione adimensionalizzati	q ₀ (v _k)	M _{ed,max}	M _{ed,min}	r _{vi,max}	r _{vi,min}	ρ = r _{vi,max} /r _{vi,min}	Regolarità geometrica
v _k = Ned/(Ac*f _{ck}) < 0,3	q ₀ (v _k) = q ₀ *(v _k /0,3 - 1)/(q ₀ -1)	KNm	KNm	q ₀ *Med/Mrd	q ₀ *Med/Mrd		Regolare per ρ < 2
0.052		30083.19	-21643.35	0.08	0.05	1.39	Ponte regolare

Kr	γ _{rd} (NTC C. 7.9.5)	Domanda a compressione	Verifica	μ _d	dE,e	dE,d	q
	Isolatore		f _{cd} = 19.83	Valutaz.degli spostam. ΔM=d.ed*N - NTC18 cap. 7.9.4 - 7.3.3.3	mm	mm	
-	max(1,0;7+0,2q)	<=65%	9.26%	min(q;5q-4)	mm	mm	q=q ₀ *Kr
1.00	1.00		Verificato	1.00	4.53	4.53	1.00

- Tenendo conto del ΔM dovuto al drift in fase sismica, si ottengono i seguenti valori di progetto:

PROGETTAZIONE ATI:

Valutaz.degli spostam. $\Delta M=d,ed*N$		dE,ed								
		4.5 mm								
SOLLEC.	FRAME	STATION	OUTPUT CASE	CASE TYPE	P	V2	V3	T	M2	M3
MAX N	48	11.76	SISMA_3_T	Combination	-8799	658	244	0	1138	48
MIN N	37	0.00	INV_SLV_1	Combination	-41960	-222	-709	-14	-14904	-2964
MAX M2	37	0.00	INV_SLV_2	Combination	-34263	177	1171	12	30238	2369
MIN M2	37	0.00	INV_SLV_2	Combination	-40158	-189	243	-12	-21825	-2518
MAX M3	37	0.00	SISMA_1_T	Combination	-22572	2544	243	-1	4092	33523
MIN M3	37	0.00	SISMA_1_T	Combination	-27658	-2550	-243	-1	4115	-33594
MAX V2	37	0.00	SISMA_1_T	Combination	-22572	2544	243	1	4092	-33594
MIN V2	37	0.00	SISMA_1_T	Combination	-27658	-2550	-243	-1	-4110	-33594
MAX V3	48	0.00	INV_SLV_2	Combination	-33184	101	1172	10	28765	1209
MIN V3	37	0.00	INV_SLV_2	Combination	-40158	-189	-1172	-12	-21825	-2518
MAX T	194	0.00	INV_SLV_2	Combination	-29446	469	972	24	23186	4844
MIN T	5	0.00	INV_SLV_2	Combination	-30756	-470	-937	-24	-8604	-1413
e=IM2/NI	37	0.00	INV_SLV_2	Combination	-34263	177	1171	12	30238	46
e=IM3/NI	37	0.00	SISMA_1_T	Combination	-22572	2544	243	1	4092	33523

- Verifica dei quantitativi minimi e massimi di armature (cap- 4 e 7 NTC):

ARMATURE PILA							
N_file	Distanza fra le file	N_armature poste	As	Ac	Ned,max	As,min,cap.4	
						0,1Ned/f,yd	0,003Ac
n°	cm	n°	cm ²	cm ²	KN	cm ²	cm ²
3	5.2	515	2734.29	228500.00	41959.68	107.23	685.50
As,min,cap.4	As,min,z.sism.	As,max,z.sism.	Interferro min	interasse	Ns,min	Ns,max	interasse
As,min	$\geq 1\%Ac$	4%Ac					
cm ²	cm ²	cm ²	max(1Φ; 20 mm)	cm	n°	n°	Int. min = 5.2 cm
685.50	2285.00	9140.00	26	10.0	431	1722	Int. max = 20.0 cm
Interferro	Verifica						
min = 2.6 cm	As, min	VERIFICATO					
max = 17.4 cm	Interasse	VERIFICATO					

PROGETTAZIONE ATI:

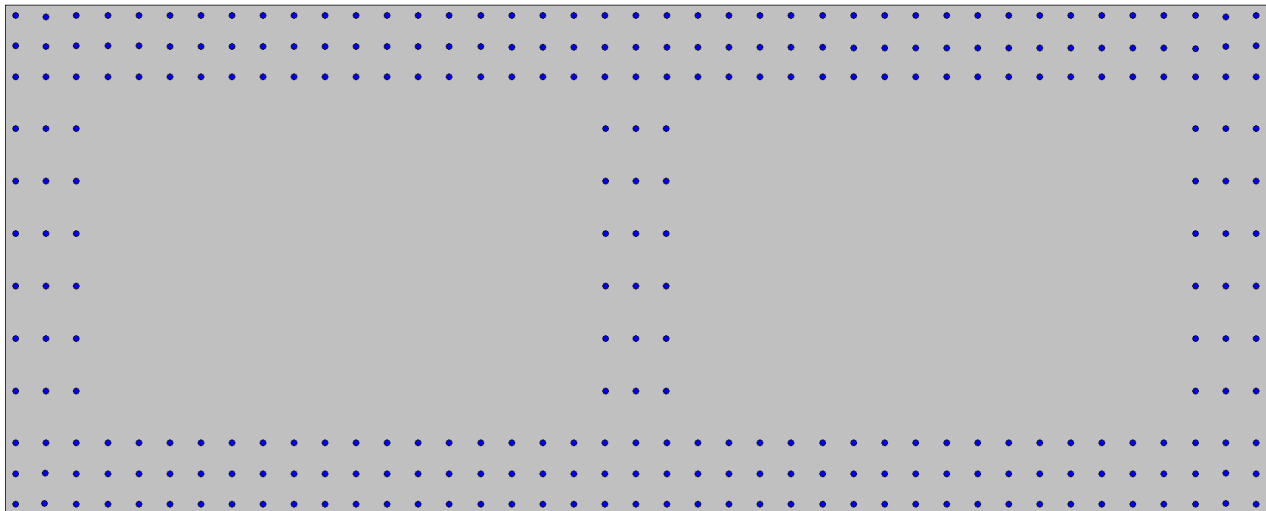
- Armature di confinamento, instabilità e calcolo della altezza della zona dissipativa:

Armature per il confinamento del nucleo di calcestruzzo - NTC18 7.9.6.1.1				non necessarie - $n_k \leq 0,08$			
Staffa	ω_w, req	ω_w, min	$w_{wd, r}$	N, fl - pila rettangolare		N, br, min	
	% mecc. armat.	% mecc. min armat.	% mecc. arm. di prog.	B = 970.0 cm	H = 300.0 cm	B = 970.0 cm	H = 300.0 cm
Rettangolare	0.02	0.12	0.08	188	70	95.0	35.0
s	S_L	S_T	Pst. design	Asw	b	N, br, min	
P, st	P, st_max	max dist. fra i bracci	Passo, st per confinam.	Area bracci di taglio	lato nucleo confin.	pila Rettangolare	
P, st - NTC 7.9.18-7.9.19	n(6d, bl; 1,5b*) - NTC7.9.19	in(1/3b*; 200mm) - NTC7.9.19	min(s, S _L)	mmq	mm	-	
1620.8 mm	156.0 mm	200.0 mm	156.0 mm	19100.9	2892.0	95.0	
Armature per contrastare l'instabilità delle barre verticali compresse - NTC18 7.9.6.1.2				non necessarie			
S_L	Disposizione spille						
passo max staffe	passo trasversale max						
6d, bl	Per pile rettangolari, le staffe devono vincolare l			NTC 7.9.23	S _{T, max}		
156 mm	barra vert. ogni 2; in ogni caso passo max ≤= 200 mm			202 mm	200 mm		
Dettagli costruttivi per le zone dissipative - NTC18 7.9.6.1.3							
L_{ZD, sez}	H_{ZC, 2}	L_{ZDM} (Fig. C7.9.1)		H_{ZC} (L_{ZD})			
H _{ZC} da geometria	Estensione ZC	CDA	CDB	Altezza zona crit. definitiva			
CDA		L(0,8*γ _{rd} *M _{rd})	M _{rd} ≤= 1,3M _{ed}	0.0 mm			
			0.0 mm				

- Tabella riepilogativa:

TABELLA RIEPILOGATIVA							
H _{ZC} (L _{ZD, sez})	S _{T, max}	Pst. design	N, br	γ _{rd} (NTC C. 7.9.5)	γ _{bd} (NTC C. 7.9.11)	Nl	Φ, barre
Altezza zona crit.	dist. trasv. max tra due legature (max una barra)	Passo staffe max. (duttilità)	n° braccia min per instabilità	fattore moltiplicativo M _{rd}	fattore moltiplicativo V _{rd}	N_ armature longit. poste	Diam. barre long. (mm)
0.0 mm	200 mm	156.0 mm	95	1.00	1.25	515	26

Verifica sezione base pila (515 Φ 26)



Coeff. sicur. min = 10.47

PROGETTAZIONE ATI:

Titolo : _____

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	438.588	67.515
2	463.588	48.72
3	476.088	35.018
4	482.338	25.185
5	488.588	1.182
6	482.338	-22.821

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	5.31	437.2	60.4
2	5.31	445.2	54.4
3	5.31	453.2	48.4
4	5.31	460.9	42
5	5.31	467.6	34.6
6	5.31	473.7	26.6

Tipologia Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

Collecitazioni
 S.L.U. Metodo n

Carichi
 N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd} kNm

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

Materiali
 B450C C35/45
 ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ‰
 ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} ‰
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰
 τ_{c1} ‰

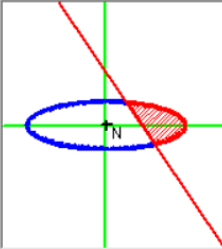
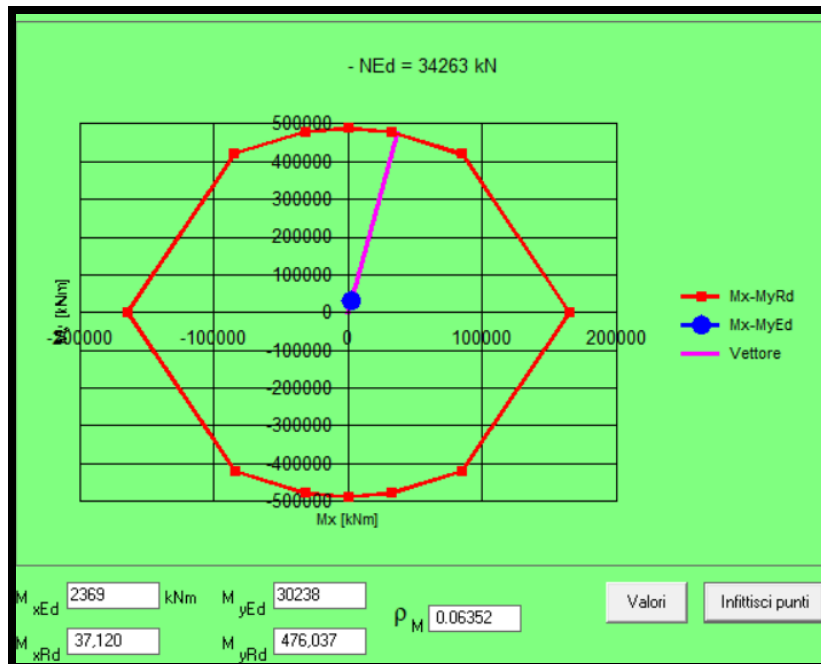
Tipologia rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipologia flessione
 Retta Deviata

N° rett.
 Calcola MRd Dominio Mx-My
 angolo asse neutro θ°
 Precompresso

M_{xRd} kNm
 M_{yRd} kNm
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c ‰
 ε_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

PROGETTAZIONE ATI:

Titolo : _____

N° Vertici: 36 Zoom N° barre: 515 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	438.588	67.515	1	5.31	437.2	60.4
2	463.588	48.72	2	5.31	445.2	54.4
3	476.088	35.018	3	5.31	453.2	48.4
4	482.338	25.185	4	5.31	460.9	42
5	488.588	1.182	5	5.31	467.6	34.6
6	482.338	-22.821	6	5.31	473.7	26.6

Tipologia Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

Tipologia Applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipologia Rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipologia Flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

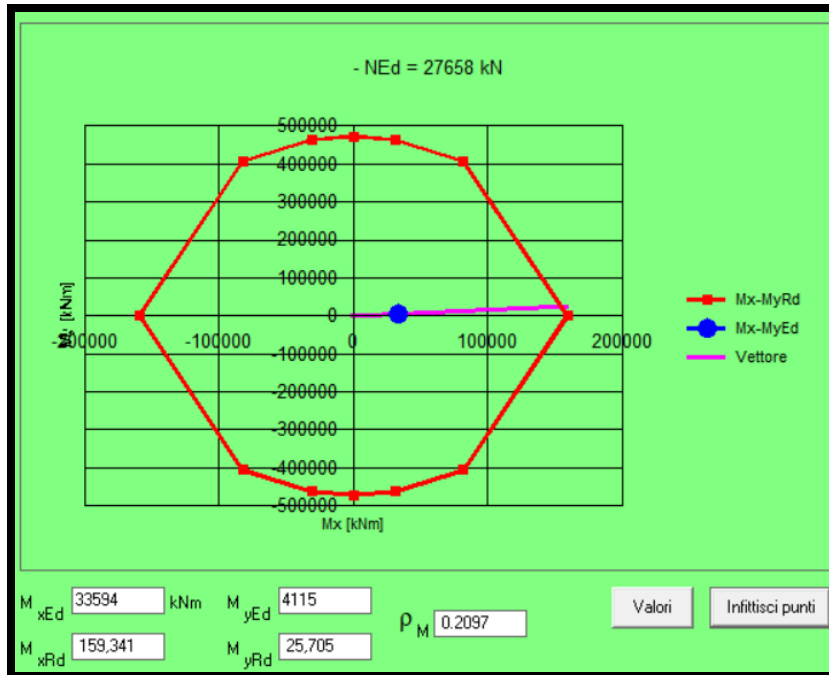
Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ° 359

Precompresso

Materiali
 B450C C35/45
 E_{su} 67.5 ‰ E_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² E_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 19.83 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 E_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 13.5
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.8
 τ_{c1} 2.257

M
 M_{xRd} 159,341 kNm
 M_{yRd} 25,705 kNm
 σ_c -19.83 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 E_c 3.5 ‰
 E_s 11.48 ‰
 d 293.4 cm
 x 68.58 x/d 0.2337
 δ 0.7321



PROGETTAZIONE ATI:

Titolo : _____

N° Vertici **Zoom** **N° barre** **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	438.588	67.515	1	5.31	437.2	60.4
2	463.588	48.72	2	5.31	445.2	54.4
3	476.088	35.018	3	5.31	453.2	48.4
4	482.338	25.185	4	5.31	460.9	42
5	488.588	1.182	5	5.31	467.6	34.6
6	482.338	-22.821	6	5.31	473.7	26.6

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

Lato calcestruzzo - Acciaio sernavato

Materiali
 B450C C35/45
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 19.83
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 13.5
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.8
 τ_{c1} 2.257

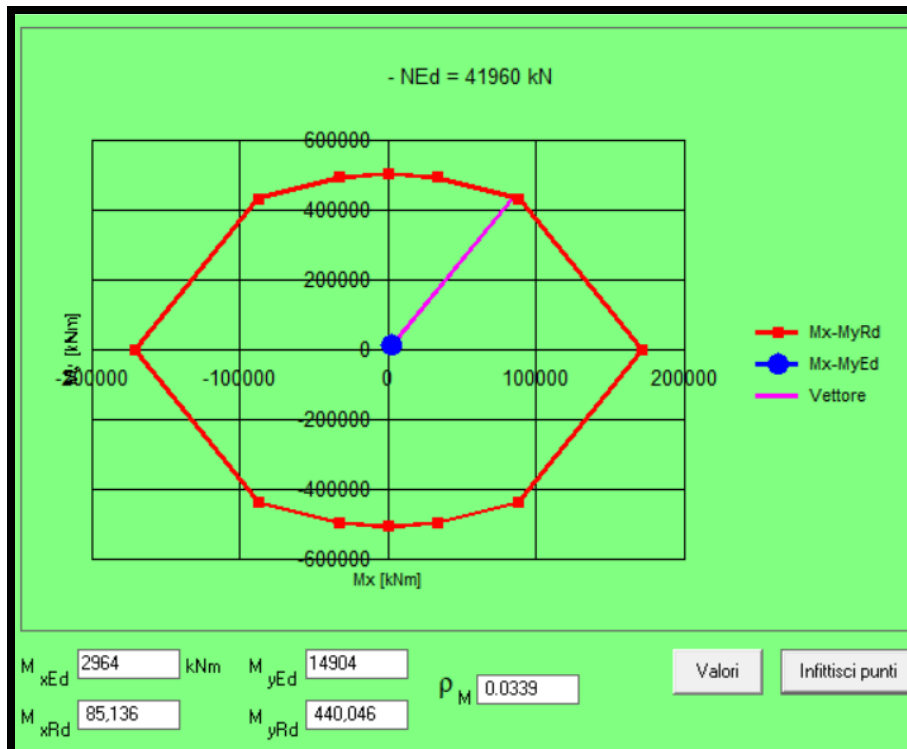
M xRd 85,136 kN m
 yRd 440,046 kN m
 σ_c -19.83 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 8.4 ‰
 d 555.1 cm
 x 163.3 x/d 0.2941
 δ 0.8076

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

angolo asse neutro θ° 329
 Precompresso



- Verifica a taglio

PROGETTAZIONE ATI:

VERIFICA A TAGLIO NELLE ZONE DISSIPATIVE (ntc18 CAP 7.9.5.1.1)							
TIPOLOGIA PILA	Ms,prc	Mi,prc	Lp	V,prc	V,e	γ_{bd}	V,ed
Incastrata solo alla base (mensola)	Mom.resist.base pila	Mom.resist.vertice pila	dist.inc.base - quota a M nullo	Taglio derivante da equilibrio $V_{prc}=(M_{s,prc}+M_{i,prc})/L_p$	Taglio da analisi	Fatt.amplificaz. Taglio	Taglio di calcolo $V_{ed}=\gamma_{bd} \cdot V_{prc}$
	399881 KNm	399881 KNm	11,89 m	67263,41 KN	2549,8 KN	1,25	84079,3 KN

→ Taglio di calcolo: 84079 KN (zona critica)

Ponendo staffe $\Phi 16/20$ a 95 br. si ottiene un taglio resistente pari a 99562 KN per cui il coeff. di sicurezza vale:

$$\eta = 1.18$$

B (cm)	H (cm)	c (cm)	Φ_{st} (mm)	n	N°	ϕ (mm)	θ	α	a.l (cm)
Larghezza anima	Altezza sezione	Copriferro	diametro staffa	n° braccia	n° ferri longitud.tesi	diametro f. long.	21,8° $\leq \theta \leq 45^\circ$ (incl.bielle cls) (rott.cont.bielle-staffe per teta=38,56°)	0° $\leq \alpha \leq 90^\circ$ (incl.staffe)	prolung. Along.
970	300	4	16	95	188	26	45,0	90,0	133
70									
Vsd (KN)	Ned (KN)	Vr,sd (KN)	s (cm)	Vr,ed (KN)	Verifica Vsd-Vred	s (cm)	Vrd (KN)	η	Vrd (KN)
Taglio agente	Sforzo di compr.	Res. a taglio	p_st.necess.	Resist.biella	Rott.duttile	p_St. scelto	Res. a taglio di prog.	Trasl.M = 133,2 cm Coeff. Secur.	INTC18 4.1.23 ELEMENTI SENZA ARMAT. A TAGLIO
84079	0	99561,7	23,7	128127	BIELLA OK	20	99561,7	1,18	9982,82

6.7.2 VERIFICHE SLE

PROGETTAZIONE ATI:

I limiti tensionali da verificare sono di seguito riportati:

CLS

$\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ *combinazione caratteristica*
 $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$ *combinazione quasi permanente*

ACCIAIO

$\sigma_s < 0.8 f_{yk}$ *combinazione caratteristica*

SLE				
$\sigma_c, \text{caratt (rara)}$	$\sigma_c, \text{q.perm.}$	$\sigma_c, \text{caratt (rara)}$	$\sigma_c, \text{q.perm.}$	σ_s
Elementi ordinari (sp. ≥ 50 mm)		Elem. piani (sp. < 50 mm)		Tens. amm comb.
$\sigma_c, d=0,6*f_{ck}$	$\sigma_c, d=0,45*f_{ck}$	$\sigma_c, d=0,48*f_{ck}$	$\sigma_c, d=0,36*f_{ck}$	SLE rara ($0,8*f_{yk}$)
21.00 MPa	15.75 MPa	16.80 MPa	12.60 MPa	360.00 MPa

Le tabelle seguenti riportano le ennuple contemporanee delle massime sollecitazioni agenti nelei due combinazioni di carico:

Combinazione caratteristica:

PROGETTAZIONE ATI:

SOLLEC.	FRAME	STATION	OUTPUT CASE	CASE TYPE	P	V2	V3	T	M2	M3
MAX N	48.00	0.00	SLE_rara_FASE3_E	Combination	475	100	782	10	19877	1192
MIN N	37.00	0.00	SLE_rara_FASE3_E	Combination	-30456	-174	-782	-10	-14603	-2322
MAX M2	37.00	0.00	SLE_rara_FASE3_E	Combination	472	158	781	10	20855	2114
MIN M2	37.00	0.00	SLE_rara_FASE3_E	Combination	-30456	-174	649	-10	-14603	-2322
MAX M3	194.00	0.00	SLE_rara_FASE3_E	Combination	316	486	649	-15	16098	5015
MIN M3	194.00	0.00	SLE_rara_FASE3_E	Combination	-27533	-402	-649	-15	16098	-4151
MAX V2	194.00	0.00	SLE_rara_FASE3_E	Combination	316	486	649	17	16098	-1461
MIN V2	5.00	0.00	SLE_rara_FASE3_E	Combination	-23378	-487	-625	-17	-5805	-1461
MAX V3	48.00	0.00	SLE_rara_FASE3_E	Combination	475	100	782	10	19877	1192
MIN V3	37.00	0.00	SLE_rara_FASE3_E	Combination	-30456	-174	-782	-10	-14603	-2322
MAX T	194.00	0.00	SLE_rara_FASE3_E	Combination	316	486	649	17	16098	5015
MIN T	5.00	0.00	SLE_rara_FASE3_E	Combination	-23378	-487	-625	-17	-5805	-1461
e=IM2/Ni	194.00	0.00	SLE_rara_FASE3_E	Combination	316.21	485.52	648.72	16.60	16098.35	1192.35
e=IM3/N	194.00	0.00	SLE_rara_FASE3_E	Combination	316.21	485.52	648.72	16.60	16098.35	5015.41

TITOLO: _____

N° Vertici: Zoom N° barre: Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	438.588	67.515	1	5.31	437.2	60.4
2	463.588	48.72	2	5.31	445.2	54.4
3	476.088	35.018	3	5.31	453.2	48.4
4	482.338	25.185	4	5.31	460.9	42
5	488.588	1.182	5	5.31	467.6	34.6
6	482.338	-22.821	6	5.31	473.7	26.6

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd}

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

Materiali: B450C C35/45

E_{su} ‰ ε_{c2} ‰
f_{yd} N/mm² ε_{cu}
E_s N/mm² f_{cd}
E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
E_{syd} ‰ σ_{c,adm}
σ_{s,adm} N/mm² τ_{co}
 τ_{c1}

σ_c N/mm²
ε_s ‰

Verifica N° iterazioni:

Precompresso

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

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

$\sigma_c = 1.6 \text{ Mpa} < 0.60 f_{ck} = 21.0 \text{ Mpa}$ verificato
 $\sigma_s = -16.73 \text{ MPa} < 0.8 f_{yk}$ verificato

Combinazione quasi permanente:

PROGETTAZIONE ATI:

SOLLEC.	FRAME	STATION	OUTPUT CASE	CASE TYPE	P	V2	V3	T	M2	M3
MAX N	194.00	0.00	_qperm_FASE3_Ec	Combination	522	207	0	0	7	2142
MIN N	8.00	0.00	_LEqperm_FASE2_	Combination	-5697	3	0	0	0	9
MAX M2	5.00	0.00	_qperm_FASE3_Ec	Combination	522	164	0	0	7	492
MIN M2	5.00	0.00	_qperm_FASE3_Ec	Combination	-382	-208	0	0	-9	-624
MAX M3	194.00	0.00	_qperm_FASE3_Ec	Combination	522	207	0	0	7	2142
MIN M3	194.00	0.00	_qperm_FASE3_Ec	Combination	-382	-164	0	0	7	-1691
MAX V2	194.00	0.00	_qperm_FASE3_Ec	Combination	522	207	0	0	7	-624
MIN V2	5.00	0.00	_qperm_FASE3_Ec	Combination	-382	-208	0	0	-9	-624
MAX V3	12.00	0.00	_LEqperm_FASE2_	Combination	-5601	38	0	0	1	316
MIN V3	5.00	0.00	_LEqperm_FASE2_	Combination	-5564	0	0	0	-4	1
MAX T	5.00	0.00	_qperm_FASE3_Ec	Combination	522	164	0	0	7	492
MIN T	5.00	0.00	_qperm_FASE3_Ec	Combination	-382	-208	0	0	-9	-624
e=IM2/NI	48.00	0.00	_qperm_FASE3_Ec	Combination	1.61	0.26	0.02	0.00	0.31	2142.07
e=IM3/N)	37.00	0.00	_qperm_FASE3_Ec	Combination	-3.66	-51.28	-0.01	0.00	-0.21	-684.03

Titolo :

N° Vertici: 36 Zoom N° barre: 515 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	438.588	67.515
2	463.588	48.72
3	476.088	35.018
4	482.338	25.185
5	488.588	1.182
6	482.338	-22.821

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	5.31	437.2	60.4
2	5.31	445.2	54.4
3	5.31	453.2	48.4
4	5.31	460.9	42
5	5.31	467.6	34.6
6	5.31	473.7	26.6

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 5697 kN
M_{xEd}: 9 kNm
M_{yEd}: 0

P.to applicazione N:
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Materiali: B450C C35/45
 ε_{su}: 67.5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
 f_{yd}: 391.3 N/mm² ε_{cu}: 3.5 ‰
 E_s: 200,000 N/mm² f_{cd}: 19.83 N/mm²
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
 ε_{syd}: 1.957 ‰ σ_{c,adm}: 13.5 N/mm²
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.8 N/mm²
 τ_{c1}: 2.257 N/mm²

σ_c: -0.2136 N/mm²
 ε_s: -0.01589 ‰

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

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

Verifica N° iterazioni: 0

Precompresso

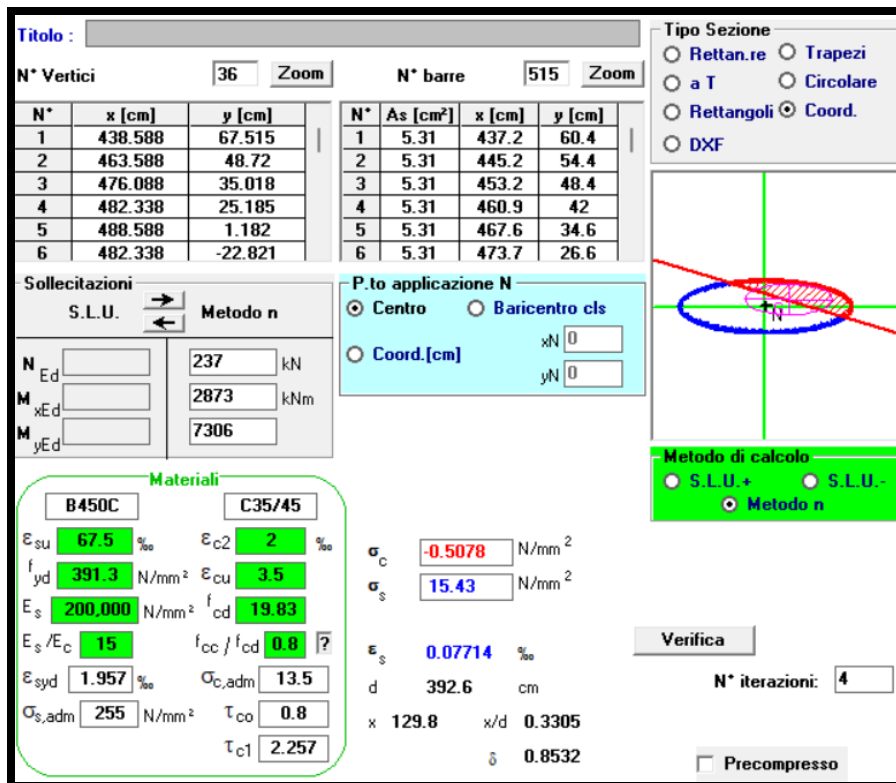
$\sigma_c = 0.21 \text{ Mpa} < 0.45 f_{ck} = 15.75 \text{ Mpa}$

verificato

Combinazione frequente:

PROGETTAZIONE ATI:

SOLLEC.	FRAME	STATION	OUTPUT CASE	CASE TYPE	P	V2	V3	T	M2	M3
MAX N	48.00	0.00	SLE_freq_FASE3_E	Combination	356	75	4	7	8008	895
MIN N	37.00	0.00	SLE_freq_FASE3_E	Combination	-29121	-123	-5	-7	-1746	-1638
MAX M2	12.00	8.09	SLE_freq_FASE3_E	Combination	349	162	4	7	8046	31
MIN M2	12.00	8.09	SLE_freq_FASE3_E	Combination	-21597	-173	5	-7	-1763	-33
MAX M3	194.00	0.00	SLE_freq_FASE3_E	Combination	237	278	5	-5	7306	2873
MIN M3	194.00	0.00	SLE_freq_FASE3_E	Combination	-26229	-238	-5	-5	7306	-2459
MAX V2	194.00	0.00	SLE_freq_FASE3_E	Combination	237	278	5	7	7306	-837
MIN V2	5.00	0.00	SLE_freq_FASE3_E	Combination	-22074	-279	-5	-7	-1628	-837
MAX V3	194.00	0.00	SLE_freq_FASE3_E	Combination	237	278	5	7	7306	2873
MIN V3	189.00	0.00	SLE_freq_FASE3_E	Combination	-28427	-208	-5	-7	-1746	-2421
MAX T	8.00	0.00	SLE_freq_FASE3_E	Combination	288	209	4	7	8035	628
MIN T	189.00	0.00	SLE_freq_FASE3_E	Combination	-28427	-208	-5	-7	-1746	-2421
e=IM2/NI	5.00	0.00	SLE_freq_FASE3_E	Combination	237.48	238.89	4.64	5.50	7322.98	894.56
e=IM3/N)	194.00	0.00	SLE_freq_FASE3_E	Combination	237.16	278.15	4.86	6.83	7306.47	2873.33



Titolo : []

N° Vertici: 36 Zoom N° barre: 515 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	438.588	67.515	1	5.31	437.2	60.4
2	463.588	48.72	2	5.31	445.2	54.4
3	476.088	35.018	3	5.31	453.2	48.4
4	482.338	25.185	4	5.31	460.9	42
5	488.588	1.182	5	5.31	467.6	34.6
6	482.338	-22.821	6	5.31	473.7	26.6

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed}: 237 kN
 M_{xEd}: 2873 kNm
 M_{yEd}: 7306

Materiali
 B450C C35/45
 ε_{su}: 67.5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
 f_{yd}: 391.3 N/mm² ε_{cu}: 3.5 ‰
 E_s: 200,000 N/mm² f_{cd}: 19.83
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
 ε_{syd}: 1.957 ‰ σ_{c,adm}: 13.5
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.8
 τ_{c1}: 2.257

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

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

Verifica
 N° iterazioni: 4
 Precompresso

σ_c: -0.5078 N/mm²
 σ_s: 15.43 N/mm²
 ε_s: 0.07714 ‰
 d: 392.6 cm
 x: 129.8 x/d: 0.3305
 δ: 0.8532

σ_c = 0.5 Mpa → verificato

6.7.3 VERIFICA A FESSURAZIONE

PROGETTAZIONE ATI:

Imponendo nel software l'impostazione di calcestruzzo reagente a trazione, si constata come i valori di trazione nel calcestruzzo non superino la resistenza di calcolo a trazione. Risulta pertanto superflua la verifica a fessurazione.

CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI								F _{y,nom}	E	f _{y,d}	ε _y	α _{cc}
								Tens caratt di snervam.	Modulo elastico acc.	(N/mmq)	(N/mmq)	
								(N/mmq)	(N/mmq)	Res_ di calcolo acc.	Deformaz. a snervam.	coeff ridutt. carichi lunga dur.
								450	210000	391.3	0.186%	0.85
R _{ck}	f _{cd}	E _{c,m}	f _{ck}	f _{ctd}	f _{ctd,f}	f _{cm}	f _{ctm}					
(N/mmq)	(N/mmq)	(N/mmq)	(N/mmq)	(N/mmq)	(N/mmq)	(N/mmq)	(N/mmq)					
Res_cubica a compr.	Res_ a compr. pura	Modulo elastico medio	Res_cilindrica a compr	Res_ a traz.assiale	Res_ a traz. x flessione	Res_cilindrica media a compr	Res_media a trazione assiale					
45	19.83	34077	35	1.50	1.80	43	3.21					
f _{ctk}	f _{cfm}	f _{cfk}	SLE									
(N/mmq)	(N/mmq)	(N/mmq)	σ _{c,caratt (rara)}	σ _{c,q.perm.}	σ _{c,caratt (rara)}	σ _{c,q.perm.}	σ _s					
Res_caratt a trazione assiale	Res_media a trazione x fless	Res_caratt a trazione x fless	Elementi ordinari (sp.>=50 mm)		Elem. piani (sp.<50 mm)		Tens.amm comb. SLE rara (0,8*fyk)					
2.25	3.85	2.70	σ _{c,d=0,6*fck}	σ _{c,d=0,45*fck}	σ _{c,d=0,48*fck}	σ _{c,d=0,36*fck}	360.00 MPa					
			21.00 MPa	15.75 MPa	16.80 MPa	12.60 MPa						

4.1.2.2.4 Stato limite di fessurazione

In ordine di severità decrescente, per la combinazione di azioni prescelta, si distinguono i seguenti stati limite:

- stato limite di decompressione, nel quale la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0;
- stato limite di formazione delle fessure, nel quale la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_t = \frac{f_{ctm}}{1,2} \quad [4.1.13]$$

dove f_{ctm} è definito nel § 11.2.10.2;

- stato limite di apertura delle fessure, nel quale il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$$w_1 = 0,2 \text{ mm} \quad w_2 = 0,3 \text{ mm} \quad w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione, come descritto nel seguito.

4.1.2.2.4.1 Combinazioni di azioni

Si prendono in considerazione le seguenti combinazioni:

- combinazioni quasi permanenti;
- combinazioni frequenti.

7 FONDAZIONI PILE

PROGETTAZIONE ATI:

Le fondazioni del viadotto sono costituite da pile e spalle.
 Le pile sono di 2 tipologie a 9 e a 12 pali.

7.1 Verifica delle Pile a 9 pali

Le pile 1 e 2 sono a 9 pali.

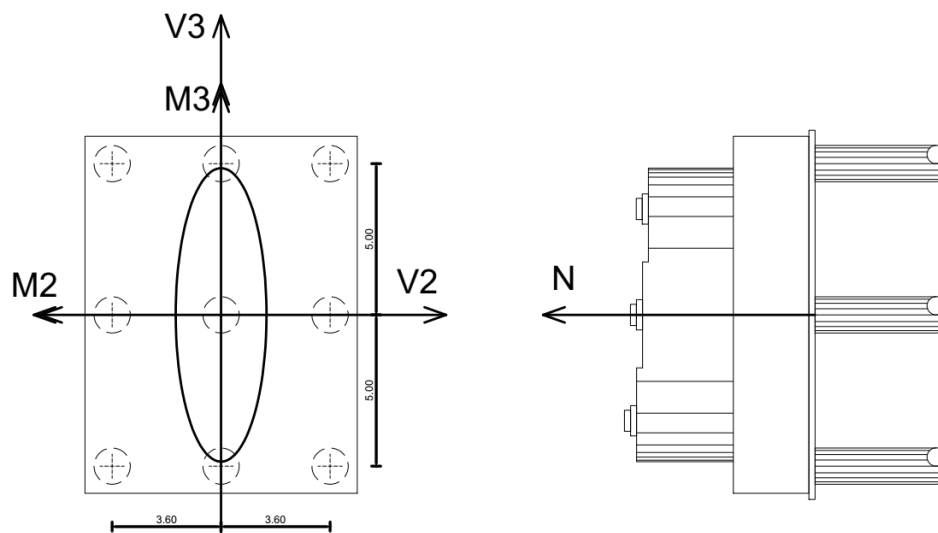
7.1.1 AZIONI IN FONDAZIONE

Per il viadotto in esame gli scarichi alla base delle pile sono

SOLLEC.	FRAME	STATION	OUTPUT CASE	CASE TYPE	P	V2	V3	T	M2	M3	M. DI POS.
MAX N	8.00	4.06	SISMA_3_T	Combination	-12053	664	381	4	1216	126	141
MIN N	8.00	0.00	INV_SLV_1	Combination	-35406	-654	-652	-30	-8178	-2779	76
MAX M2	8.00	0.00	INV_SLV_1	Combination	-27541	599	650	31	19401	2547	73
MIN M2	8.00	0.00	INV_SLV_2	Combination	-33619	-617	348	-28	-10771	-2623	82
MAX M3	5.00	0.00	SISMA_1_T	Combination	-17761	1589	348	-7	2363	6753	55
MIN M3	5.00	0.00	SISMA_1_T	Combination	-19501	-1666	-349	-7	2363	-7080	58
MAX V2	5.00	0.00	SISMA_1_T	Combination	-17761	1589	348	7	2363	-7080	55
MIN V2	5.00	0.00	SISMA_1_T	Combination	-19501	-1666	-349	-7	-2392	-7080	58
MAX V3	8.00	0.00	SISMA_2_T	Combination	-18419	642	1268	14	8660	2728	133
MIN V3	8.00	0.00	SISMA_2_T	Combination	-22020	-666	-1268	-14	-8666	-2832	136
MAX T	8.00	0.00	INV_SLV_1	Combination	-27541	599	650	31	19401	2547	73
MIN T	5.00	0.00	INV_SLV_2	Combination	-31676	-812	-956	-34	-9637	-3453	10
e=IM2/NI	5.00	0.00	INV_SLV_1	Combination	-24673.08	705.84	579.28	28.19	17537.37	126.03	1
e=IM3/N)	5.00	0.00	SISMA_1_T	Combination	-17760.63	1588.87	348.23	7.01	2362.92	6752.63	55

Sollecitazioni di involuppo SLU-SISMA per le PILE 1 e 2 aventi 9 pali

7.1.2 GEOMETRIA DELLA PALIFICATA



PROGETTAZIONE ATI:

7.1.3 CALCOLO DELLE AZIONI SUI PALI

TIPO PILA		Area	106.20 mq			3	
					P1		P2
					kN		kN
np	9	N	-35406 kN		-6411		-6002
jp2	150.00	M2 (Mx)	-8178 kNm				2
jp3	77.76	M3 (My)	-2779 kNm				
pp	6637.5 [kN]	V2 (Vx)	-654 kN		P3		P4
h	2.5 [m]	V3 (Vy)	-652 kN		kN		kN
rip	1684 [kN]				-5975		-5566
ppalo imm	627						

X	-3.60	3.60	-3.60	3.60	
Y	5.00	5.00	-5.00	-5.00	
UM. DIPOS	P1	P2	P3	P4	Vmax
	kN	kN	kN	kN	kN
141	-2487	-2653	-2505	-2670	85
76	-5596	-5187	-5159	-4751	103
73	-3520	-3894	-4705	-5079	98
82	-5556	-5170	-4780	-4394	79
55	-2667	-3660	-2766	-3759	181
58	-3819	-2778	-4035	-2993	189
55	-3307	-3019	-3406	-3119	181
58	-3977	-2936	-3876	-2835	189
133	-2902	-3304	-3268	-3670	158
136	-4078	-3661	-3711	-3295	159
73	-3520	-3894	-4705	-5079	98
10	-5254	-4747	-4771	-4264	139
1	-3357	-3532	-4430	-4605	101
55	-2667	-3660	-2766	-3759	181
MAX	-2487	-2653	-2505	-2670	189
MIN	-5596	-5187	-5159	-5079	-189
MAX	-3052	-3217	-3069	-3234	189
MIN	-6411	-6002	-5975	-5894	-189

Infatti, risulta che le azioni principali SLU

$N_{max} = 6411$ kN (compressione)

$N_{min} = 3069$ kN (compressione)

$V_{max/min} = 189$ kN

PROGETTAZIONE ATI:

7.1.4 VERIFICHE STRUTTURALI DEL PLINTO DI FONDAZIONE

Per le combinazioni di involucro le sollecitazioni sui pali valgono

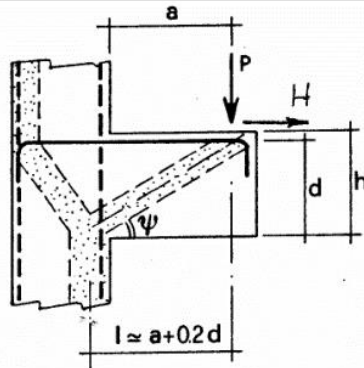


Figura C4.1.7 Esempi di modello a puntoni e tiranti con tirante orizzontale per mensole tozze

VERIFICA ELEMENTI TOZZI					
OGGETTO: PLINTO 9 PALI H=250 (PLINTO PILA)					
a = l1	2.95 [m]		λ	1.59	
d	2.40 [m]		H	0 [kN]	
l = l2	3.43 [m]		P	6500 [kN]	
As	300 [cmq]		staffato	no [si o no]	c = 1
f _{yd}	450 [Mpa]	ACCIAIO	Prs	7393 [kN]	Verifica arm.
f _{yd}	39 [kN/cmq]		Prc	8651 [kN]	Verifica bielle
b	1.60 [m]				
f _{ck}	35 [Mpa]	CLS	Verifica	OK	
f _{cd}	1.983 [kN/cmq]				

→ VERIFICHE SODDISFATTE

PROGETTAZIONE ATI:

7.1.5 VERIFICHE STRUTTURALI DEI PALI DI FONDAZIONE

8.1.5.1. Verifica a presso flessione

Palo $\phi 1200$ Arm. 32 $\phi 26$

Verifica C.A. S.L.U. - File: PALO1200

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

TITOLO : PALO 1200

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 60 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 32
 Diametro barre: 2.6 [cm]
 Copriferro (baric.): 10 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 3069 [kN]
 M_{Ed}: 2815 [kNm]
 M_{yEd}: 0 [kNm]

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C C25/30

E_{su} : 67.5 ‰ E_{c2} : 2 ‰
 f_{yd} : 391.3 N/mm² E_{cu} : 3.5 ‰
 E_s : 200,000 N/mm² f_{cd} : 14.17 ‰
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0.8 [?]
 E_{syd} : 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 9.75 ‰
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0.6
 τ_{c1} : 1.829

Metodo di calcolo

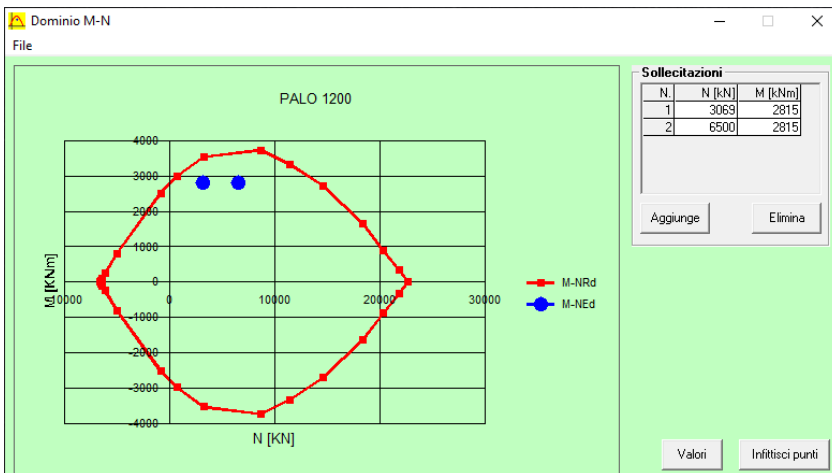
S.L.U. S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L_o: 0 cm Col. modello
 Precompresso

M_{xRd}: 3,520 kNm
 σ_c : -14.17 N/mm²
 σ_s : 391.3 N/mm²
 ϵ_c : 3.5 ‰
 ϵ_s : 4.796 ‰
 d: 110 cm
 x: 46.41 x/d: 0.4219
 δ : 0.9674



→ Verifiche soddisfatte

PROGETTAZIONE ATI:

8.1.5.2. Verifica a taglio

Palo $\phi 1200$ Arm. $32\phi 26$ st. $\phi 12/20$

La resistenza a taglio della sezione circolare viene fatta riferendosi ad una sezione rettangolare equivalente. La norma ACI 318 stabilisce che per elementi a sezione circolare, l'area usata per il calcolo del taglio resistente deve essere assunta pari al prodotto del diametro e della profondità effettiva della sezione di calcestruzzo. L'altezza utile dovrebbe essere assunta pari a 0,80 volte il diametro della sezione di calcestruzzo.

C.M. CALCESTRUZZO						
R _{ck}	f _{ck}	f _{cm}	f _{ctm}	f _{ctk}	f _{ctm}	f _{ctk}
(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
Res_cubica a compr.	Res_cilindrica a compr.	Res_cilindrica media a compr.	Res_media a trazione assiale	Res_caratt a trazione assiale	Res_media a trazione x fless.	Res_caratt a trazione x fless.
35	29.05	37.05	2.83	1.98	3.40	2.38
f _{cd}	f _{cd,f}	α_{cc}	f _{ctd}	f _{ctd,f}		E _{cm}
(N/mm ²)	(N/mm ²)		(N/mm ²)	(N/mm ²)		(N/mm ²)
Res_a compr. Pura_lunga durata	Res_a compr.per flessione	coeff ridutt. carichi lunga dur.	Res_a traz.assiale	Res_a traz. x flessione		Modulo elastico medio
16.46	16.46	0.85	1.32	1.59		32588
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE						
B	H	c	N _{ed}	V _{sd}		
(cm)	(cm)	(cm)	(KN)	(KN)		
Larghezza anima	Altezza sezione	Copriferro	Sforzo di compressione	Taglio di calcolo		
120	100	5	0	1170.0		
A _l	θ	α	Φ_{st}	n		
(cm ²)	21.8° <= θ <= 45°	0° <= α <= 90°	(mm)			
Area acc.longitudinale	(ind.bielle ds)	(ind. staffe)	diametro staffa	n° braccia		
84.9	28.00	90.00	12	2.0		
V_{rd}	V_{rd}	s	V _{rcd}	Verifica		
(KN)	(KN)	(cm)	(KN)			
Resistenza a taglio senza armatura	Resistenza a taglio della trave armata	passo staffe	Resistenza a taglio-compressione	V _{sd} < V _{rcd}		
556.1	1170.0	12.16	3500.6	BIELLA OK		
s	V_{rd}	a _l				
(cm)	(KN)	(cm)				
passo staffe	Resistenza a taglio della trave armata	prolung. Along. per effetto del taglio				
20	711.3	80.40				

Risulta $\eta = V_{rd}/V_{Ed} = 711/189 = 4.23 \geq 1.00$

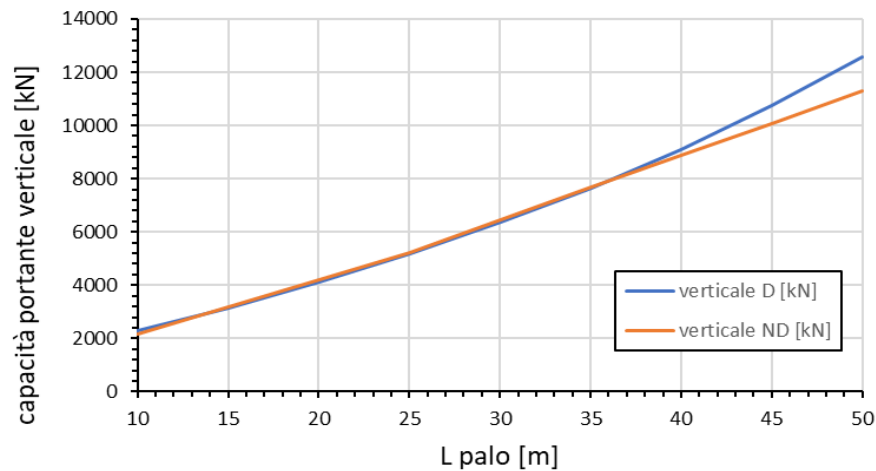
→ Verifiche soddisfatte

PROGETTAZIONE ATI:

7.1.6 VERIFICHE GEOTECNICHE DEI PALI DI FONDAZIONE $\phi 1200$ L=37M

Dalla relazione geotecnica risulta la seguente tabella di capacità portante.

L _{palo} [m]	verticale D [kN]	capacità portante		
		verticale ND [kN]	orizzontale	
			26 $\phi 26$	32 $\phi 26$
10	2284	2169	799	911
15	3147	3201	799	911
20	4117	4214	799	911
25	5192	5228	799	911
30	6374	6463	799	911
35	7662	7669	799	911
40	9103	8876	799	911
45	10767	10082	799	911
50	12566	11288	799	911

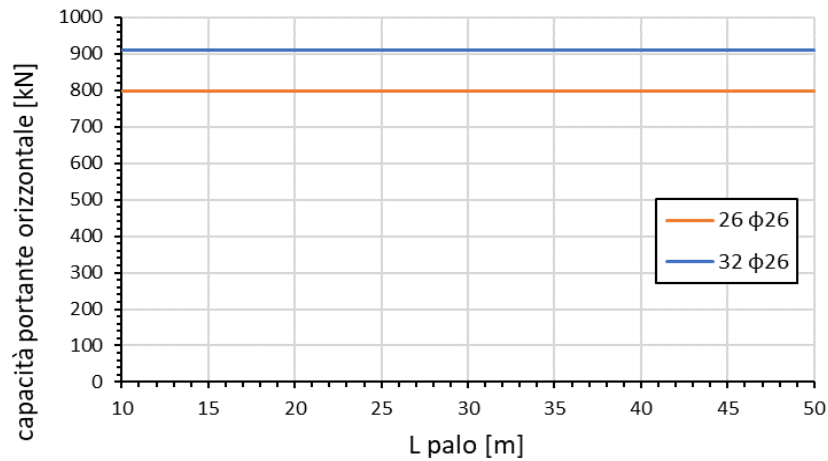


Il massimo carico verticale allo SLU è quindi pari a $N_{slu} = 6411 \text{ kN}$

$$\eta = NR_{du} / NE_d = 8200 / 6411 = 1.27 \geq 1.00$$

→ Verifiche soddisfatte per PALI $\phi 1200$ L=37m

PROGETTAZIONE ATI:



Il massimo carico orizzontale allo SLU è quindi pari a $V_{slu} = 189\text{kN}$ risulta:

$$\eta = V_{Rdu} / V_{Ed} = 900 / 189 = 4.76 \geq 1.00$$

→ Verifiche soddisfatte per PALI ϕ 1200 L=37m

PROGETTAZIONE ATI:

7.2 Verifica delle Pile a 12 pali

Le pile 3 e 9 sono a 12 pali. Queste pile possono essere soggette a scalzamento.

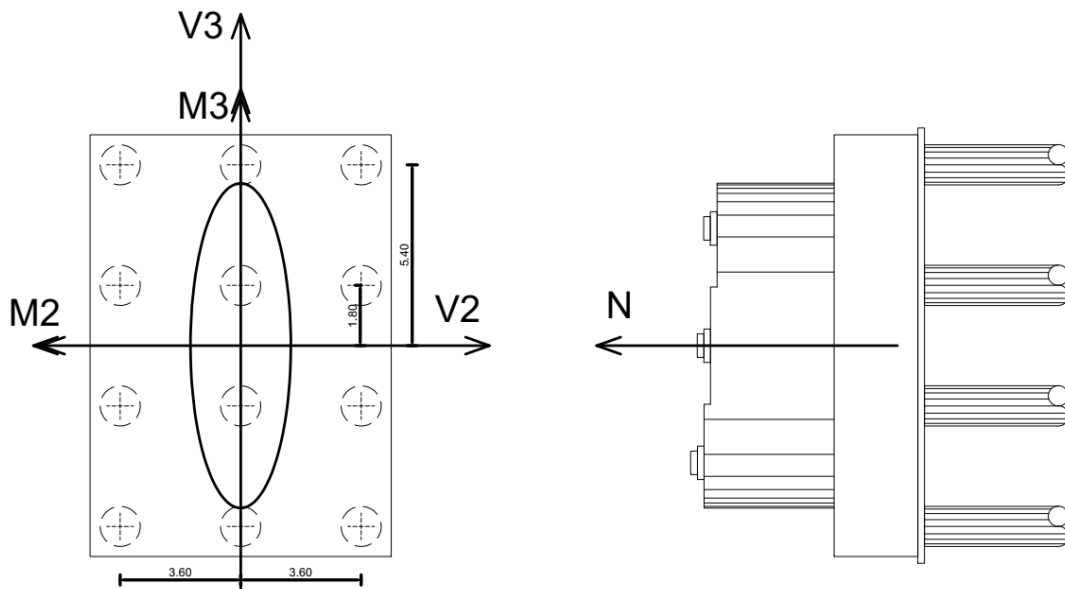
7.2.1 AZIONI IN FONDAZIONE

Per il viadotto in esame gli scarichi alla base delle pile sono

SOLLEC.	FRAME	STATION	OUTPUT CASE	CASE TYPE	P	V2	V3	T	M2	M3	M DI POS
MAX N	48.00	13.01	SISMA_3_T	Combination	-8226	373	391	0	1383	70	213
MIN N	37.00	0.00	INV_SLV_1	Combination	-42913	-305	-720	-25	-15428	-4445	76
MAX M2	37.00	0.00	INV_SLV_2	Combination	-35219	248	1179	20	31253	3623	79
MIN M2	37.00	0.00	INV_SLV_2	Combination	-41113	-269	381	-19	-22905	-3920	82
MAX M3	189.00	0.00	SISMA_1_T	Combination	-23284	1524	381	-2	5897	19630	415
MIN M3	37.00	0.00	SISMA_1_T	Combination	-28533	-1324	-389	-2	4904	-19320	130
MAX V2	194.00	0.00	SISMA_1_T	Combination	-21907	1644	348	7	4904	-18151	487
MIN V2	194.00	0.00	SISMA_1_T	Combination	-23662	-1568	-348	-7	-4932	-18151	490
MAX V3	12.00	0.00	SISMA_2_T	Combination	-20494	547	1302	8	15862	5210	61
MIN V3	113.00	0.00	SISMA_2_T	Combination	-27425	-544	-1302	-8	-20656	-7207	352
MAX T	194.00	0.00	INV_SLV_2	Combination	-30386	803	990	34	24226	9295	439
MIN T	189.00	0.00	INV_SLV_1	Combination	-42015	-589	-679	-30	-13667	-7581	364
e=IM2/NI	37.00	0.00	SISMA_2_T	Combination	-23114.28	454.86	1295.73	5.31	22310.51	70.34	133
e=IM3/N)	194.00	0.00	SISMA_1_T	Combination	-21907.11	1643.92	348.15	7.05	4904.09	19034.96	487

Sollecitazioni di involucro SLU-SISMA per le PILE 3 e 9 aventi 12 pali.

7.2.2 GEOMETRIA DELLA PALIFICATA



PROGETTAZIONE ATI:

7.2.3 CALCOLO DELLE AZIONI SUI PALI

				3			
TIPO PILA	Area	113.40	m²	P1		P2	
				kN		kN	
np	12	N	-41113	-7088		-6769	
jp2	194.40	M2 (Mx)	-22905				2
jp3	103.68	M3 (My)	-3920				
pp	7087.5	V2 (Vx)	-269	P3		P4	
h	2.5	V3 (Vy)	381	kN		kN	
rip	10054			-5762		-5444	
ppalo imm	627						

X	-3.60	3.60	-3.60	3.60	
Y	5.40	5.40	-5.40	-5.40	
UM. DI POS.	P1	P2	P3	P4	Vmax
	kN	kN	kN	kN	kN
213	-2664	-2734	-2687	-2756	45
76	-6160	-5798	-5403	-5041	65
79	-4026	-4321	-5598	-5893	100
82	-6273	-5954	-4947	-4628	39
415	-3014	-4641	-3288	-4916	131
130	-5025	-3453	-5351	-3780	115
487	-4226	-3251	-4450	-3475	140
490	-4875	-3343	-4650	-3117	134
61	-3154	-3611	-3854	-4311	118
352	-5091	-4496	-4124	-3529	118
439	-3560	-4345	-4768	-5553	106
364	-6173	-5544	-5508	-4879	75
133	-3379	-3463	-4439	-4522	114
487	-2934	-4542	-3159	-4766	140
MAX	-2664	-2734	-2687	-2756	140
MIN	-6273	-5954	-5598	-5893	-140
MAX	-3228	-3298	-3251	-3320	140
MIN	-7088	-6769	-6413	-6708	-140

Infatti, risulta che le azioni principali SLU

$N_{max} = 7088$ kN (compressione)

$N_{min} = 3251$ kN (compressione)

$V_{max/min} = 140$ kN

PROGETTAZIONE ATI:

7.2.4 CALCOLO DELLE AZIONI SUI PALI IN CONDIZIONE DI SCALZAMENTO

SCALZAMENTO PILA					
TIPO PILA	Area	113.40	m ²	P1	P2
				kN	kN
np	12	N	-41113	-5524	-5205
jp2	194.40	M2 (Mx)	-22905		
jp3	103.68	M3 (My)	-3920		
pp	4252.5	V2 (Vx)	-269	P3	P4
h	2.5	V3 (Vy)	381	kN	kN
rip	0			-4199	-3880
ppalo	627				

X	-3.60	3.60	-3.60	3.60	
Y	5.40	5.40	-5.40	-5.40	
UM. DI POS.	P1	P2	P3	P4	Vmax
	kN	kN	kN	kN	kN
213	-1100	-1170	-1123	-1192	45
76	-4596	-4234	-3839	-3477	65
79	-2462	-2757	-4035	-4329	100
82	-4709	-4390	-3383	-3065	39
415	-1450	-3078	-1724	-3352	131
130	-3461	-1889	-3787	-2216	115
487	-2662	-1687	-2886	-1911	140
490	-3312	-1779	-3086	-1553	134
61	-1590	-2047	-2290	-2747	118
352	-3527	-2932	-2560	-1965	118
439	-1996	-2781	-3205	-3989	106
364	-4609	-3980	-3944	-3315	75
133	-1815	-1899	-2875	-2959	114
487	-1371	-2978	-1595	-3202	140
MAX	-1100	-1170	-1123	-1192	140
MIN	-4709	-4390	-4035	-4329	-140
MAX	-1664	-1734	-1687	-1757	140
MIN	-5524	-5205	-4850	-5144	-140

Infatti, risulta che le azioni principali SLU

$N_{max} = 5524$ kN (compressione)

$N_{min} = 1687$ kN (compressione)

$V_{max/min} = 140$ kN

PROGETTAZIONE ATI:

7.2.5 VERIFICHE STRUTTURALI DEL PLINTO DI FONDAZIONE

Per le combinazioni di involucro le sollecitazioni sui pali valgono

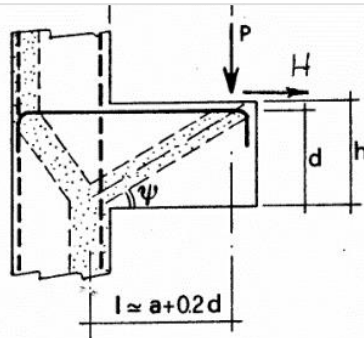


Figura C4.1.7 Esempi di modello a puntoni e tiranti con tirante orizzontale per mensole tozze

VERIFICA ELEMENTI TOZZI					
OGGETTO: PLINTO 9 PALI H=250 (PLINTO PILA)					
a = l1	3.14 [m]		λ	1.68	
d	2.40 [m]		H	0 [kN]	
l = l2	3.62 [m]		P	7088 [kN]	
As	325 [cmq]		staffato	no [si o no]	c = 1
f _{yd}	450 [Mpa]	ACCIAIO	Prs	7588 [kN]	Verifica arm.
f _{yd}	39 [kN/cm ²]		Prc	7998 [kN]	Verifica bielle
b	1.60 [m]				
f _{ck}	35 [Mpa]	CLS	Verifica	OK	
f _{cd}	1.983 [kN/cm ²]				

→ VERIFICHE SODDISFATTE

PROGETTAZIONE ATI:

7.2.6 VERIFICHE STRUTTURALI DEI PALI DI FONDAZIONE

16.1.5.1. Verifica a presso flessione

Palo $\phi 1200$ Arm. 32 $\phi 26$

Verifica C.A. S.L.U. - File: PALO1200

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo: PALO 1200

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 60 [cm]
Raggio interno: 0 [cm]
N° barre uguali: 32
Diametro barre: 2.6 [cm]
Copriferro (baric.): 10 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 3251 [kN]
M_{Ed}: 2815 [kNm]
M_{yEd}: 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd}: 3,548 [kNm]

Materiali

B450C C25/30

ϵ_{su} : 67.5 ‰ ϵ_{c2} : 2 ‰
 f_{yd} : 391.3 N/mm² ϵ_{cu} : 3.5 ‰
 E_s : 200,000 N/mm² f_{cd} : 14.17 ‰
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0.8
 ϵ_{syd} : 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 9.75
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0.6
 τ_{c1} : 1.829

σ_c : -14.17 N/mm²
 σ_s : 391.3 N/mm²
 ϵ_s : 3.5 ‰
 ϵ_{ss} : 4.652 ‰
d: 110 cm
x: 47.23 w/d: 0.4293
 δ : 0.9767

Metodo di calcolo

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

Tipo flessione

Retta Deviata

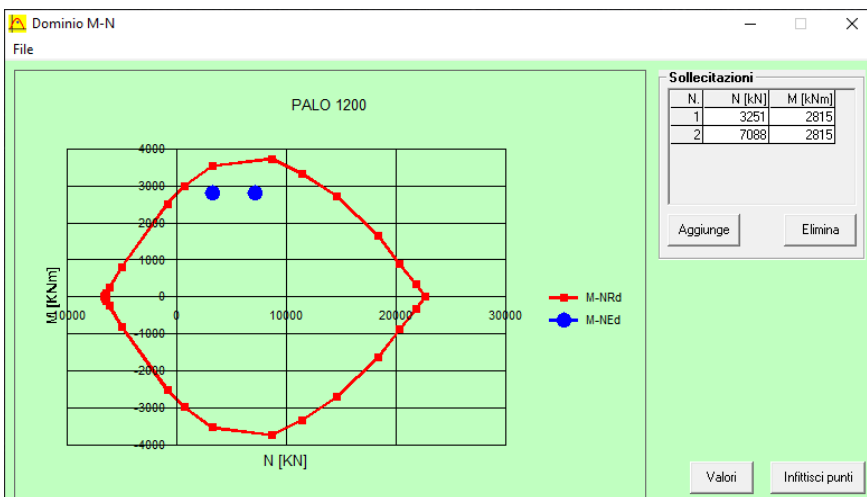
Vertici: 52 N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀: 0 cm Col. modello

M-curvatura

Precompresso



→ Verifiche soddisfatte

PROGETTAZIONE ATI:

16.1.5.2. Verifica a taglio

Palo $\phi 1200$ Arm. $32\phi 26$ st. $\phi 12/20$

La resistenza a taglio della sezione circolare viene fatta riferendosi ad una sezione rettangolare equivalente. La norma ACI 318 stabilisce che per elementi a sezione circolare, l'area usata per il calcolo del taglio resistente deve essere assunta pari al prodotto del diametro e della profondità effettiva della sezione di calcestruzzo. L'altezza utile dovrebbe essere assunta pari a 0,80 volte il diametro della sezione di calcestruzzo.

C.M. CALCESTRUZZO						
R _{ck}	f _{ck}	f _{cm}	f _{ctm}	f _{ctk}	f _{ctm}	f _{ctk}
(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
Res_cubica a compr.	Res_cilindrica a compr.	Res_cilindrica media a compr.	Res_media a trazione assiale	Res_caratt a trazione assiale	Res_media a trazione x fless.	Res_caratt a trazione x fless.
35	29.05	37.05	2.83	1.98	3.40	2.38
f _{cd}	f _{ctd}	α_{cc}	f _{ctd}	f _{ctd,f}		E _{cm}
(N/mm ²)	(N/mm ²)		(N/mm ²)	(N/mm ²)		(N/mm ²)
Res_a compr. Pura_lunga durata	Res_a compr.per flessione	coeff ridutt. carichi lunga dur.	Res_a traz.assiale	Res_a traz. x flessione		Modulo elastico medio
16.46	16.46	0.85	1.32	1.59		32588
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE						
B	H	c	N _{ed}	V _{sd}		
(cm)	(cm)	(cm)	(KN)	(KN)		
Larghezza anima	Altezza sezione	Copriferro	Sforzo di compressione	Taglio di calcolo		
120	100	5	0	1170.0		
A _l	θ	α	Φ_{st}	n		
(cm ²)	21.8° <= θ <= 45°	0° <= α <= 90°	(mm)			
Area acc.longitudinale	(ind.bielle ds)	(ind. staffe)	diametro staffa	n° braccia		
84.9	28.00	90.00	12	2.0		
V _{rd}	V _{rd}	s	V _{rcd}	Verifica		
(KN)	(KN)	(cm)	(KN)			
Resistenza a taglio senza armatura	Resistenza a taglio della trave armata	passo staffe	Resistenza a taglio-compressione	V _{sd} < V _{rcd}		
556.1	1170.0	12.16	3500.6	BIELLA OK		
s	V _{rd}	a _l				
(cm)	(KN)	(cm)				
passo staffe	Resistenza a taglio della trave armata	prolung. Along. per effetto del taglio				
20	711.3	80.40				

Risulta $\eta = V_{rd}/V_{Ed} = 711/140 = 5.07 \geq 1.00$

→ Verifiche soddisfatte

PROGETTAZIONE ATI:

8 MODELLAZIONE E VERIFICA DELLE SPALLE

Per la verifica strutturale delle spalle del viadotto vengono modellate con il software Sismicad 12.20

La modellazione è eseguita in conformità con il CAP. 10 delle NTC2018

8.1 SOFTWARE DI CALCOLO

Come detto in precedenza il codice di calcolo utilizzato è il software Sismicad 12.20
Si riportano di seguito l'origine e le caratteristiche del suddetto software.

DESCRIZIONE DEL PROGRAMMA SISMICAD

Si tratta di un programma di calcolo strutturale che nella versione più estesa è dedicato al progetto e verifica degli elementi in cemento armato, acciaio, muratura e legno di opere civili. Il programma utilizza come analizzatore e solutore del modello strutturale un proprio solutore agli elementi finiti tridimensionale fornito col pacchetto. Il programma è sostanzialmente diviso in tre moduli: un pre processore che consente l'introduzione della geometria e dei carichi e crea il file dati di input al solutore; il solutore agli elementi finiti; un post processore che a soluzione avvenuta elabora i risultati eseguendo il progetto e la verifica delle membrature e producendo i grafici ed i tabulati di output.

SPECIFICHE TECNICHE:

- Denominazione del software: SismiCad 12
- Produttore del software: Concrete
- Concrete srl, via della Pieve, 15, 35121 PADOVA - Italy
- <http://www.concrete.it>
- Rivenditore: CONCRETE SRL - Via della Pieve 19 - 35121 Padova - tel.049-8754720
- Versione: 12
- Identificatore licenza: SW-8613529
- Intestatario licenza: Dalenz Ingegneria
- Versione regolarmente licenziata

8.2 AFFIDABILITÀ DEL CODICE DI CALCOLO

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software **ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico**. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione.

PROGETTAZIONE ATI:

AFFIDABILITA' DEI CODICI UTILIZZATI

Concrete ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

NOTA : Si fa presente che sul proprio sito (www.concrete.it) è disponibile sia il manuale teorico del solutore sia il documento comprendente i numerosi esempi di validazione. Essendo tali documenti (formati da centinaia di pagine) di pubblico dominio, si ritiene pertanto sufficiente proporre una sintesi, sia pure adeguatamente esauriente, dell'argomento.

SCHEMATIZZAZIONE STRUTTURALE E CRITERI DI CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

Il programma schematizza la struttura attraverso l'introduzione nell'ordine di fondazioni, poste anche a quote diverse, platee, platee nervate, plinti e travi di fondazione poggianti tutte su suolo elastico alla Winkler, di elementi verticali, pilastri e pareti in c.a. anche con fori, di orizzontamenti costituiti da solai orizzontali e inclinati (falde), e relative travi di piano e di falda; è ammessa anche l'introduzione di elementi prismatici in c.a. di interpiano con possibilità di collegamento in inclinato a solai posti a quote diverse. I nodi strutturali possono essere connessi solo a travi, pilastri e pareti, simulando così impalcati infinitamente deformabili nel piano, oppure a elementi lastra di spessore dichiarato dall'utente simulando in tal modo impalcati a rigidità finita. I nodi appartenenti agli impalcati orizzontali possono essere connessi rigidamente ad uno o più nodi principali giacenti nel piano dell'impalcato; generalmente un nodo principale coincide con il baricentro delle masse. Tale opzione, oltre a ridurre significativamente i tempi di elaborazione, elimina le approssimazioni numeriche connesse all'utilizzo di elementi lastra quando si richiede l'analisi a impalcati infinitamente rigidi. Per quanto concerne i carichi, in fase di immissione dati, vengono definite, in numero a scelta dell'utente, condizioni di carico elementari le quali, in aggiunta alle azioni sismiche e variazioni termiche, vengono combinate attraverso coefficienti moltiplicativi per fornire le combinazioni richieste per le verifiche successive. L'effetto di disassamento delle forze orizzontali, indotto ad esempio dai torcenti di piano per costruzioni in zona sismica, viene simulato attraverso l'introduzione di eccentricità planari aggiuntive le quali costituiscono ulteriori condizioni elementari di carico da cumulare e combinare secondo i criteri del paragrafo precedente. Tipologicamente sono ammessi sulle travi e sulle pareti carichi uniformemente distribuiti e carichi trapezoidali; lungo le aste e nei nodi di incrocio delle membrature sono anche definibili componenti di forze e coppie concentrate comunque dirette nello spazio. Sono previste distribuzioni di temperatura, di intensità a scelta dell'utente, agenti anche su singole porzioni di struttura. Il calcolo delle sollecitazioni si basa sulle seguenti ipotesi e modalità: - travi e pilastri deformabili a sforzo normale, flessione deviata, taglio deviato e momento torcente. Sono previsti coefficienti riduttivi dei momenti di inerzia a scelta dell'utente per considerare la riduzione della rigidità flessionale e torsionale per effetto della fessurazione del conglomerato cementizio. E' previsto un moltiplicatore della rigidità assiale dei pilastri per considerare, se pure in modo approssimato, l'accorciamento dei pilastri per sforzo normale durante la costruzione. - le travi di fondazione su suolo alla Winkler sono risolte in forma chiusa tramite uno specifico elemento finito; - le pareti in c.a. sono analizzate schematizzandole come elementi lastra-piastra discretizzati con passo massimo assegnato in fase di immissione dati; - le pareti in muratura possono essere schematizzate con elementi lastra-piastra con spessore flessionale ridotto rispetto allo spessore membranale.- I plinti su suolo alla Winkler sono modellati con la introduzione di molle verticali elastoplastiche. La traslazione orizzontale a scelta dell'utente è

PROGETTAZIONE ATI:

bloccata o gestita da molle orizzontali di modulo di reazione proporzionale al verticale. - I pali sono modellati suddividendo l'asta in più aste immerse in terreni di stratigrafia definita dall'utente. Nei nodi di divisione tra le aste vengono inserite molle assialsimmetriche elastoplastiche precaricate dalla spinta a riposo che hanno come pressione limite minima la spinta attiva e come pressione limite massima la spinta passiva modificabile attraverso opportuni coefficienti. - i plinti su pali sono modellati attraverso aste di di rigidezza elevata che collegano un punto della struttura in elevazione con le aste che simulano la presenza dei pali;- le piastre sono discretizzate in un numero finito di elementi lastra-piastre con passo massimo assegnato in fase di immissione dati; nel caso di platee di fondazione i nodi sono collegati al suolo da molle aventi rigidezze alla traslazione verticale ed richiesta anche orizzontale.- La deformabilità nel proprio piano di piani dichiarati non infinitamente rigidi e di falde (piani inclinati) può essere controllata attraverso la introduzione di elementi membranali nelle zone di solaio. - I disassamenti tra elementi asta sono gestiti automaticamente dal programma attraverso la introduzione di collegamenti rigidi locali.- Alle estremità di elementi asta è possibile inserire svincolamenti tradizionali così come cerniere parziali (che trasmettono una quota di ciò che trasmetterebbero in condizioni di collegamento rigido) o cerniere plastiche.- Alle estremità di elementi bidimensionali è possibile inserire svincolamenti con cerniere parziali del momento flettente avente come asse il bordo dell'elemento.- Il calcolo degli effetti del sisma è condotto, a scelta dell'utente, con analisi statica lineare, con analisi dinamica modale o con analisi statica non lineare, in accordo alle varie normative adottate. Le masse, nel caso di impalcati dichiarati rigidi sono concentrate nei nodi principali di piano altrimenti vengono considerate diffuse nei nodi giacenti sull'impalcato stesso. Nel caso di analisi sismica vengono anche controllati gli spostamenti di interpiano.

VERIFICHE DELLE MEMBRATURE IN CEMENTO ARMATO

Nel caso più generale le verifiche degli elementi in c.a. possono essere condotte col metodo delle tensioni ammissibili (D.M. 14-1-92) o agli stati limite in accordo al D.M. 09-01-96, al D.M. 14-01-08 o secondo Eurocodice 2. Le travi sono progettate e verificate a flessione retta e taglio; a richiesta è possibile la verifica per le sei componenti della sollecitazione. I pilastri ed i pali sono verificati per le sei componenti della sollecitazione. Per gli elementi bidimensionali giacenti in un medesimo piano è disponibile la modalità di verifica che consente di analizzare lo stato di verifica nei singoli nodi degli elementi. Nelle verifiche (a presso flessione e punzonamento) è ammessa la introduzione dei momenti di calcolo modificati in base alle direttive dell'EC2, Appendice A.2.8. I plinti superficiali sono verificati assumendo lo schema statico di mensole con incastri posti a filo o in asse pilastro. Gli ancoraggi delle armature delle membrature in c.a. sono calcolati sulla base della effettiva tensione normale che ogni barra assume nella sezione di verifica distinguendo le zone di ancoraggio in zone di buona o cattiva aderenza. In particolare il programma valuta la tensione normale che ciascuna barra può assumere in una sezione sviluppando l'aderenza sulla superficie cilindrica posta a sinistra o a destra della sezione considerata; se in una sezione una barra assume per effetto dell'aderenza una tensione normale minore di quella ammissibile, il suo contributo all'area complessiva viene ridotto dal programma nel rapporto tra la tensione normale che la barra può assumere per effetto dell'aderenza e quella ammissibile. Le verifiche sono effettuate a partire dalle aree di acciaio equivalenti così calcolate che vengono evidenziate in relazione. A seguito di analisi inelastiche eseguite in accordo a OPCM 3431 o D.M. 14-01-08 vengono condotte verifiche di resistenza per i meccanismi fragili (nodi e taglio) e verifiche di deformabilità per i meccanismi duttili.

8.3 MODALITÀ DI PRESENTAZIONE DEI RISULTATI

La Relazione Tecnica, per chiarire ulteriormente i valori numerici di ogni elaborazione, riporta disegni, tabelle e schemi grafici rappresentativi delle parti più sollecitate della struttura e delle

PROGETTAZIONE ATI:

principali caratteristiche della sollecitazione, nonché i diagrammi di involuppo associati alle combinazioni di carichi considerate, le configurazioni deformate e gli schemi grafici con la rappresentazione delle azioni applicate. Si riporta nel seguito una breve descrizione delle convenzioni sui segni e delle simbologie adottate da SISMICAD.

Modalità di presentazione dei risultati.

La presente relazione, oltre a illustrare in modo esaustivo i dati in ingresso e i risultati delle analisi

in forma tabellare, riporta una serie di immagini:

per i dati in ingresso:

- **modello solido della struttura**
- **numerazione di nodi e ed elementi**
- **configurazioni di carico statiche**
- **configurazioni di carico sismiche con baricentri delle masse e eccentricità per le combinazioni più significative (statisticamente più gravose per la struttura)**
- **configurazioni deformate**
- **diagrammi e involuppi delle azioni interne**
- **mappe delle tensioni per il progetto-verifica degli elementi**
- **mappe delle verifiche più significative per i vari stati limite**

8.4 GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI

Il programma prevede una serie di controlli automatici (check) che consentono l'individuazione di errori di modellazione. Al termine dell'analisi un controllo automatico identifica la presenza di spostamenti o rotazioni abnormi. Si può pertanto asserire che l'elaborazione sia corretta e completa. I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli che ne comprovano l'attendibilità. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali e adottati, anche in fase di primo proporzionamento della struttura. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni. Al fine di verificare l'attendibilità dei risultati sono state svolte numerosi controlli e verifiche, tra i quali analisi delle deformate, verifiche di equilibrio tra reazioni vincolari e carichi applicati, comparazione tra i risultati delle analisi e quelli di valutazioni semplificate, comparazione tra i risultati delle analisi e calcoli svolti in sede di progettazione e dimensionamento.

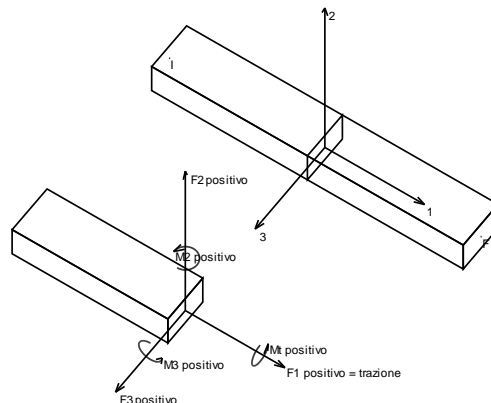
8.5 CONVENZIONE DI OUTPUT ELEMENTI FRAME

Le forze interne dell'elemento Frame sono le forze e i momenti che risultano dall'integrazione delle tensioni su di una sezione trasversale dell'elemento. Prima di riportare le figure con le principali caratteristiche delle sollecitazioni si riporta la convenzione sui segni e sulle unità di misura per facilitare la lettura dei diagrammi.

Convenzioni di segno aste

Le abbreviazioni relative alle sollecitazioni sugli elementi aste sono da intendersi:

- F1 (N): sforzo normale nell'asta;
- F2: sforzo di taglio agente nella direzione dell'asse locale 2;
- F3: sforzo di taglio agente nella direzione dell'asse locale 3;
- M1 (Mt): momento attorno all'asse locale 1; equivale al momento torcente;
- M2: momento attorno all'asse locale 2;
- M3: momento attorno all'asse locale 3;



La convenzione sui segni per i parametri di sollecitazione delle aste è la seguente: presa un'asta con nodo iniziale i e nodo finale f , asse 1 che va da i a f , assi 2 e 3 presi secondo quanto indicato nei paragrafi successivi relativi al sistema locale delle aste sezionando l'asta in un punto e considerando la sezione sinistra del punto in cui si è effettuato il taglio (sezione da cui esce il versore asse 1) i parametri di sollecitazione sono positivi se hanno verso e direzione concordi con il sistema di riferimento locale dell'asta 1, 2, 3 (per i momenti si adotta la regola della mano destra).

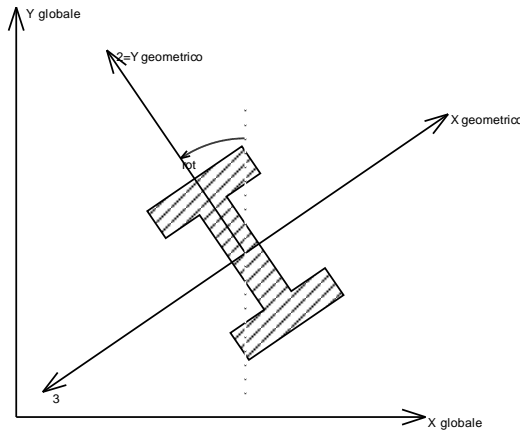
Il sistema è definito diversamente per tre categorie di aste, a seconda che siano originate da:

- aste verticali ad esempio pilastri e colonne;
- aste non verticali non di c.a., ad esempio travi di acciaio o legno;
- aste non verticali in c.a.: travi in c.a. di piano, falda o a quota generica.

PROGETTAZIONE ATI:

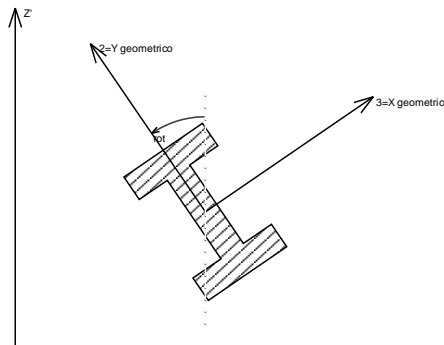
Nel seguito si indica con 1, 2 e 3 il sistema locale dell'asta che non sempre coincide con gli assi principali della sezione. Si ricorda che per assi principali si intendono gli assi rispetto a cui si ha il raggio di inerzia minimo e massimo. Gli assi 1, 2 e 3 rispettano la regola della mano destra.

Sistema locale aste verticali



Nella figura si considera l'asse 1 uscente dal foglio (l'osservatore guarda in direzione opposta a quella dell'asse 1).

Sistema locale aste non verticali

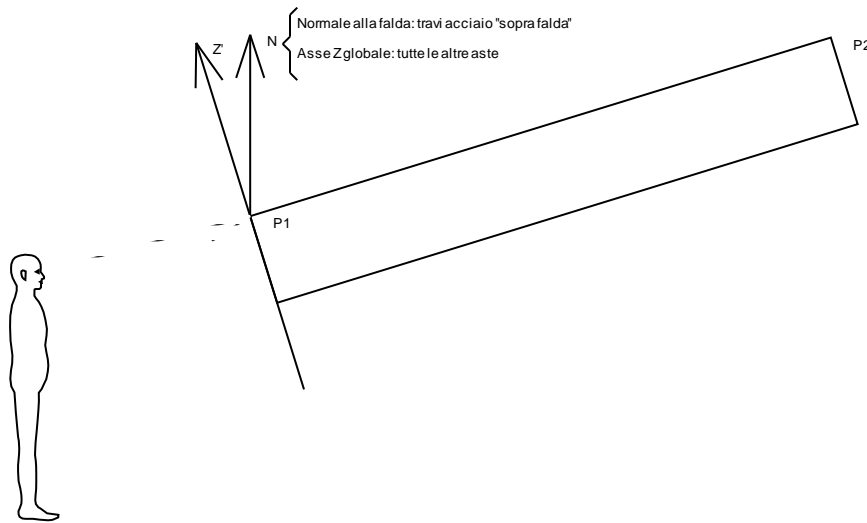


Nella figura si considera l'asse 1 entrante nel foglio (l'osservatore guarda in direzione coincidente a quella dell'asse 1).

L'asse Z' è illustrato nella figura seguente dove:

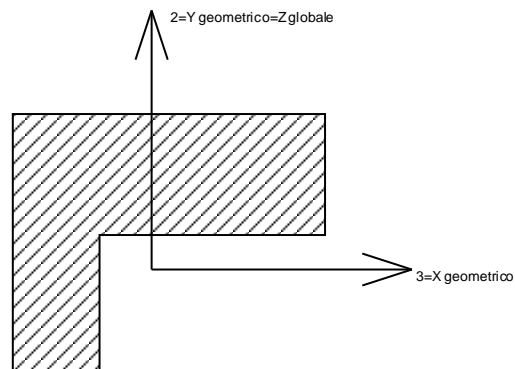
- P1 è il punto di inserimento iniziale dell'asta
- P2 è il punto di inserimento finale dell'asta
- N è la normale al piano o falda di inserimento

PROGETTAZIONE ATI:



Z' è quindi l'intersezione tra il piano passante per P1, P2 contenente N e il piano della sezione iniziale dell'asta.

Sistema locale aste derivanti da travi in c.a.



Nella figura si considera l'asse 1 entrante nel foglio (l'osservatore guarda in direzione coincidente a quella dell'asse 1). L'asse 2 è sempre verticale e quindi coincidente con l'asse Z globale nonché con l'asse y geometrico. L'asse 3 coincide con l'asse x geometrico. Si sottolinea il fatto che gli assi 2 e 3 non corrispondono agli assi principali della sezione.

Le immagini seguenti riportano le principali caratteristiche delle sollecitazioni.

Le unità di misura delle sollecitazioni riportate nelle figure seguenti sono:

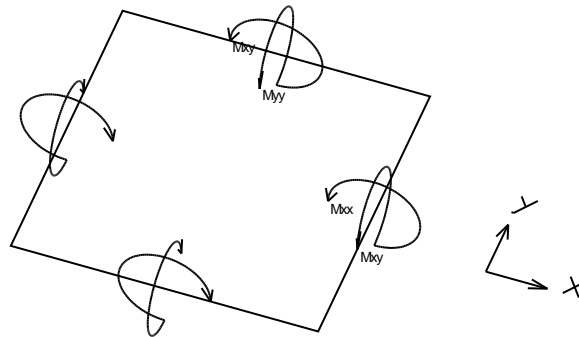
- Forza in kN;
- Lunghezza in m.

PROGETTAZIONE ATI:

8.6 CONVENZIONE DI SEGNO PER GUSCI NON VERTICALI (ELEMENTI SHELL)

Il sistema di riferimento nel quale sono espressi i parametri di sollecitazione è così definito: origine appartenente al piano dell'elemento, asse x e y contenuti nel piano dell'elemento e terzo asse (z) ortogonale al piano dell'elemento a formare una terna destrorsa. In particolare l'asse x ha proiezione in pianta parallela ed equiversa all'asse globale X. Nel caso di piastre orizzontali (caso più comune) gli assi x, y e z locali all'elemento sono paralleli ed equiversi agli assi X, Y e Z globali. Si sottolinea che non ha alcun interesse collocare esattamente nel piano dell'elemento la posizione dell'origine in quanto i parametri di sollecitazione sono invarianti rispetto a tale posizione.

In figura è mostrato un elemento infinitesimo di shell orizzontale con indicato il sistema di riferimento e i parametri di sollecitazione M_{xx} , M_{yy} , M_{xy} .

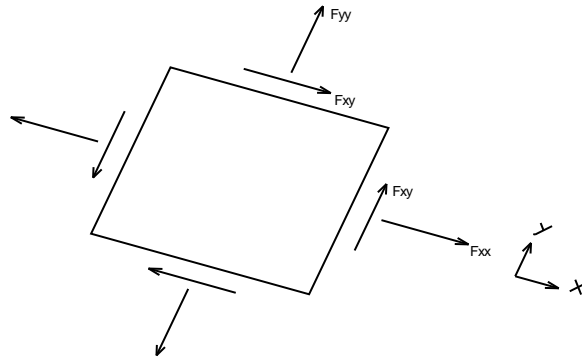


Si definiscono:

- M_{xx} : momento flettente [Forza*Lunghezza/Lunghezza] agente sul bordo di normale x (verso positivo indicato dalla freccia in figura che tende le fibre inferiori);
- M_{yy} : momento flettente [Forza*Lunghezza/Lunghezza] agente sul bordo di normale y (verso positivo indicato dalla freccia in figura che tende le fibre inferiori);
- M_{xy} : momento torcente [Forza*Lunghezza/Lunghezza] agente sui bordi (verso positivo indicato dalla freccia in figura);

PROGETTAZIONE ATI:

Per quanto riguarda le sollecitazioni estensionali si faccia riferimento alla figura seguente dove per lo stesso elemento infinitesimo di shell orizzontale con indicato il sistema di riferimento e i parametri di sollecitazione F_{xx} , F_{yy} , F_{xy} .



Si definiscono:

- F_{xx} : sforzo estensionale [Forza/Lunghezza] agente sul bordo di normale x (verso positivo indicato dalla freccia in figura che mette in trazione l'elemento);
- F_{yy} : sforzo estensionale [Forza/Lunghezza] agente sul bordo di normale all'asse y (verso positivo indicato dalla freccia in figura che mette in trazione l'elemento);
- F_{xy} : sforzo di taglio [Forza/Lunghezza] agente sui bordi (verso positivo indicato dalla freccia in figura).

Vengono riportati inoltre i tagli fuori dal piano dell'elemento guscio:

- V_x : taglio fuori piano [Forza/Lunghezza] applicato al bordo di normale parallela all'asse x ;
- V_y : taglio fuori piano [Forza/Lunghezza] applicato al bordo di normale parallela all'asse y ;

PROGETTAZIONE ATI:

8.7 MODELLAZIONE DELLE SPALLE DEL VIADOTTO

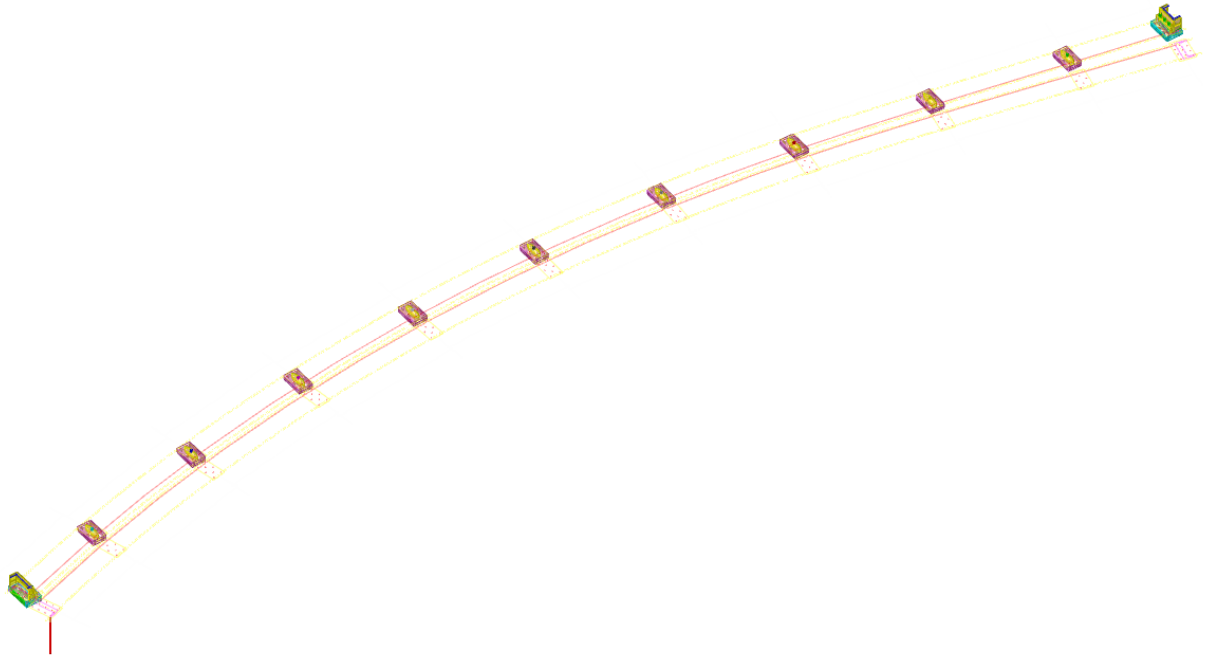


Figura 8.1 Modellazione delle sottostrutture del viadotto

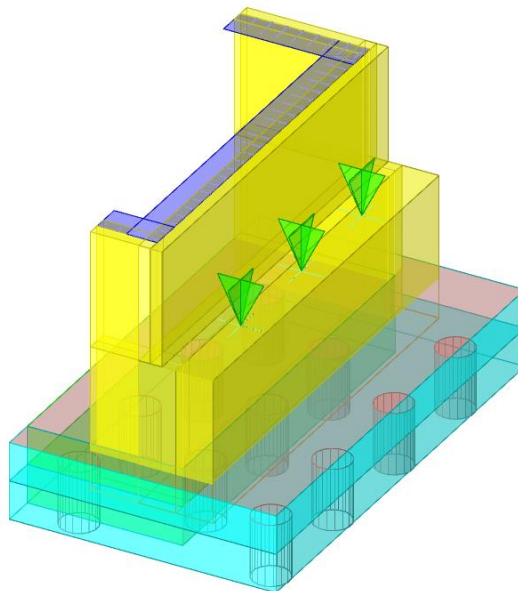
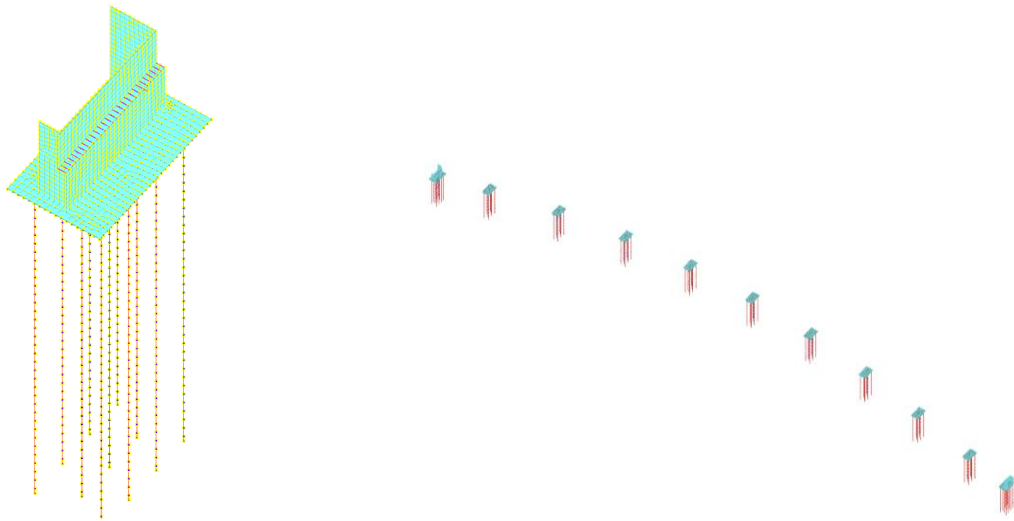


Figura 8.2 Modellazione spalla del viadotto

PROGETTAZIONE ATI:



IPOSTESI DI MODELLAZIONE

SPALLA

Fondazione sp. 250

Muro spalla sp.240

pali $\phi 1200$ L=37m

Spinta a tergo spalla a riposo calcolata con k_0 , materiale di riempimento $\phi=35^\circ$

Spinta sismica alla wood con $\beta=1$

Azioni trasmesse dall'impalcato agli appoggi iniluppo SLU/SISMA

SOLLEC.	FRAME	STATION	OUTPUT CASE	CASE TYPE	P	V2	V3	T	M2	M3	NUM. DI POSIZ.
MAX N	70.00	I-End	SISMA_3_T	Combination	-891	142	50	0	2	6	189
MIN N	71.00	I-End	INV_SLV_1	Combination	-4857	-128	-81	0	-3	-5	195
MAX M2	71.00	J-End	SISMA_2_T	Combination	-1360	139	167	0	19	13	234
MIN M2	72.00	J-End	SISMA_2_T	Combination	-2188	-123	49	0	-18	-15	284
MAX M3	65.00	J-End	SISMA_1_T	Combination	-1502	260	49	0	6	30	86
MIN M3	71.00	J-End	SISMA_1_T	Combination	-2049	-261	-51	0	2	-31	232
MAX V2	71.00	I-End	SISMA_1_T	Combination	-1502	277	50	0	2	-11	229
MIN V2	65.00	I-End	SISMA_1_T	Combination	-2045	-277	-51	0	-2	-11	87
MAX V3	72.00	I-End	SISMA_2_T	Combination	-1357	139	168	0	7	6	281
MIN V3	71.00	I-End	SISMA_2_T	Combination	-2190	-123	-168	0	-7	-5	235
MAX T	64.00	I-End	INV_SLV_1	Combination	-1476	126	81	0	3	5	1
MIN T	64.00	I-End	INV_SLV_1	Combination	-1476	126	81	0	3	5	1
e=IM2/NI	70.00	J-End	SISMA_2_T	Combination	-1088.40	136.72	167.26	0.00	18.43	5.70	186
e=IM3/N)	64.00	J-End	SISMA_1_T	Combination	-1045.74	260.22	49.97	0.00	5.52	30.36	38

La tabella evidenzia i seguenti carichi:

Massima reazione SLU verticale: **4857 kN/appoggio**

Massimo Taglio dir X/Y in condizione sismica: **277 kN/appoggio**

PROGETTAZIONE ATI:

8.8 RISULTATI DELLA MODELLAZIONE

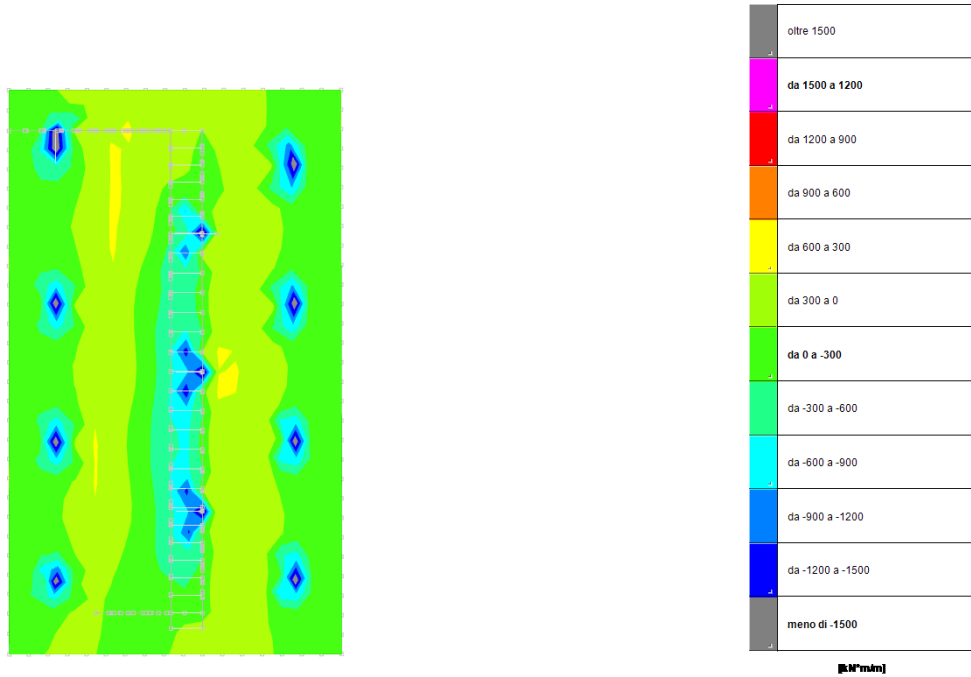


Figura 8.3 Momenti flettenti – Mxx – ENV SLU-SISMA - Minimi

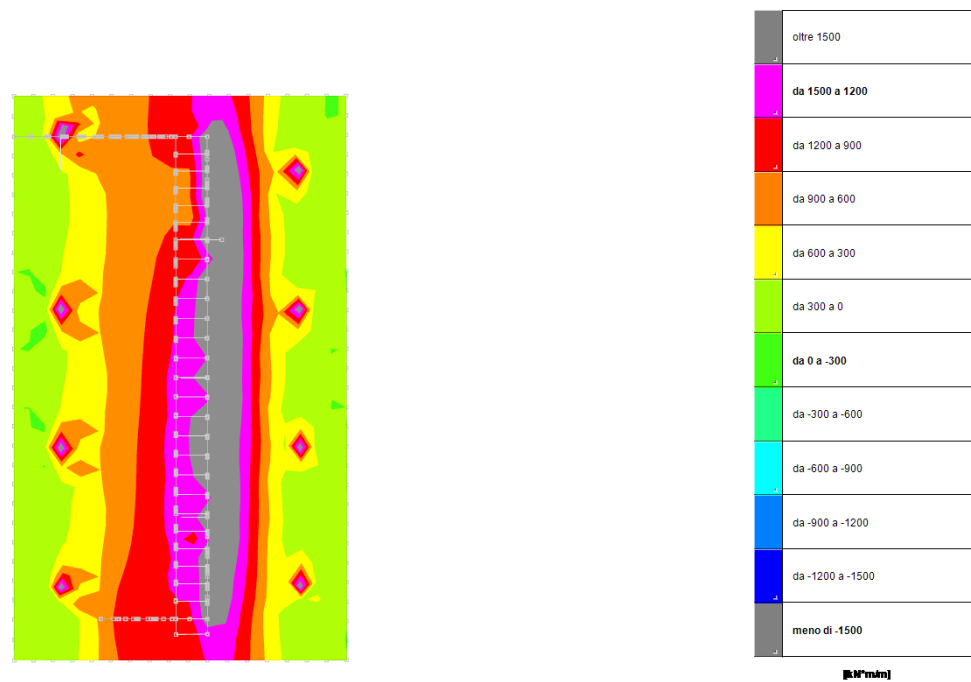


Figura 8.4 Momenti flettenti – Mxx – ENV SLU-SISMA - Massimi

PROGETTAZIONE ATI:

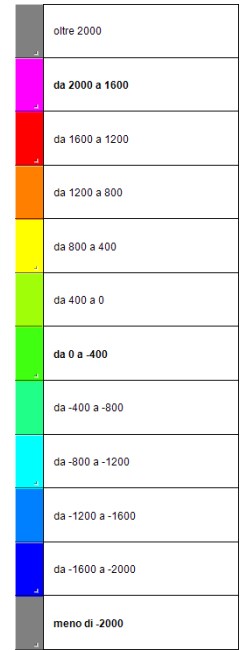
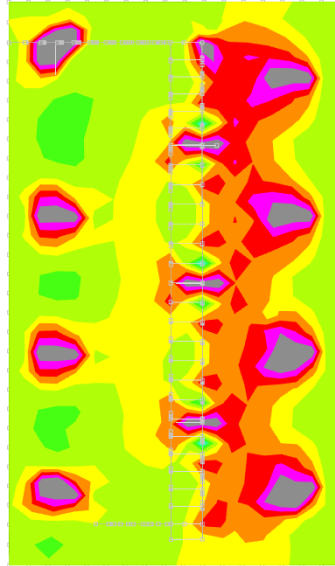


Figura 8.5 Momenti flettenti – Vx – ENV SLU-SISMA - Massimi

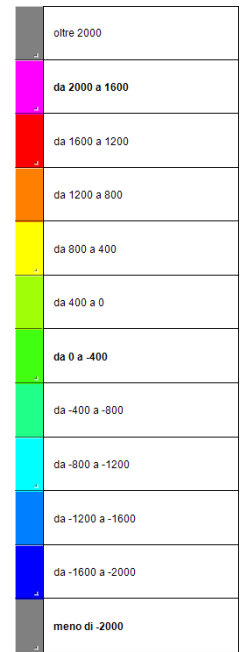
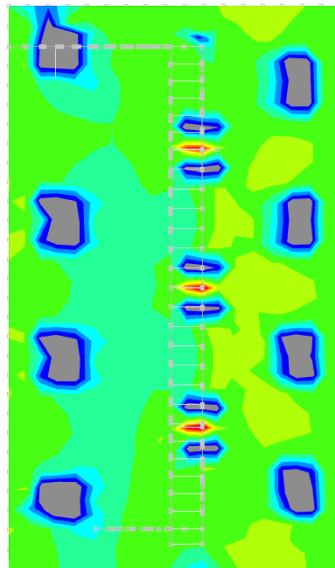


Figura 8.6 Momenti flettenti – Vx – ENV SLU-SISMA - Minimi

PROGETTAZIONE ATI:

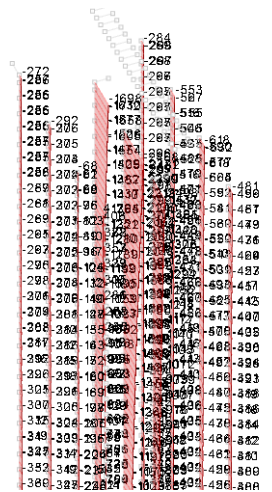


Figura 8.7 Azioni sui pali – ENV SLU-SISMA – Minimi

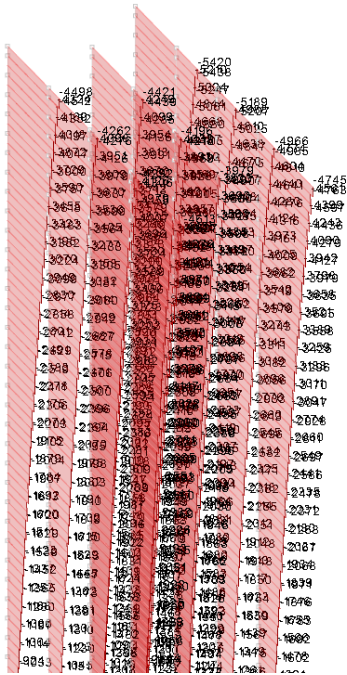


Figura 8.8 Azioni N sui pali – ENV SLU/SISMA – Minimi

Azioni sui pali:

Nmin = -264 kN (Compressione)

Nmax = -5420 kN (Compressione)

PROGETTAZIONE ATI:

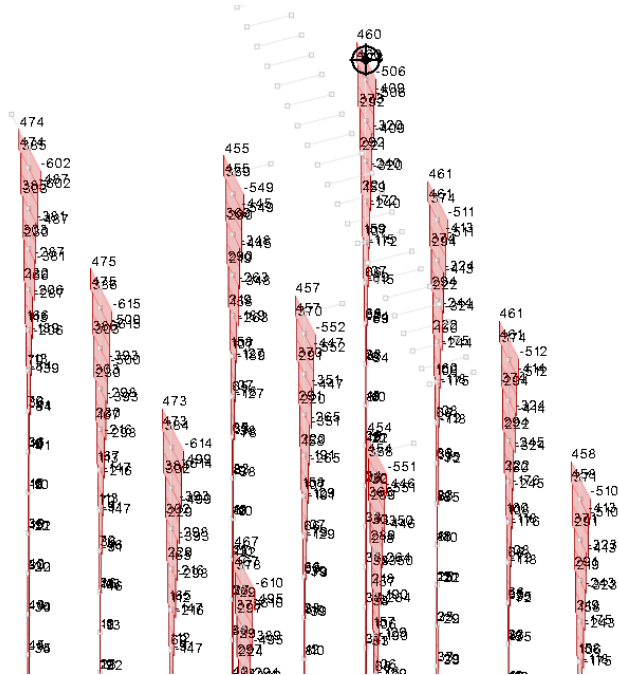


Figura 8.9 Azioni F2 sui pali – ENV SLU/SISMA

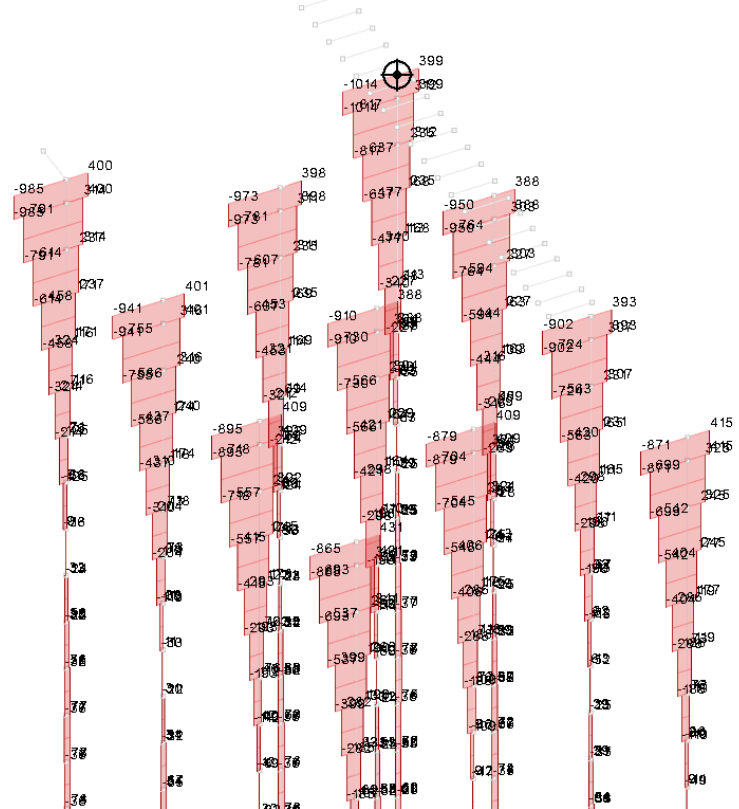


Figura 8.10 Azioni F3 sui pali – ENV SLU/SISMA

PROGETTAZIONE ATI:

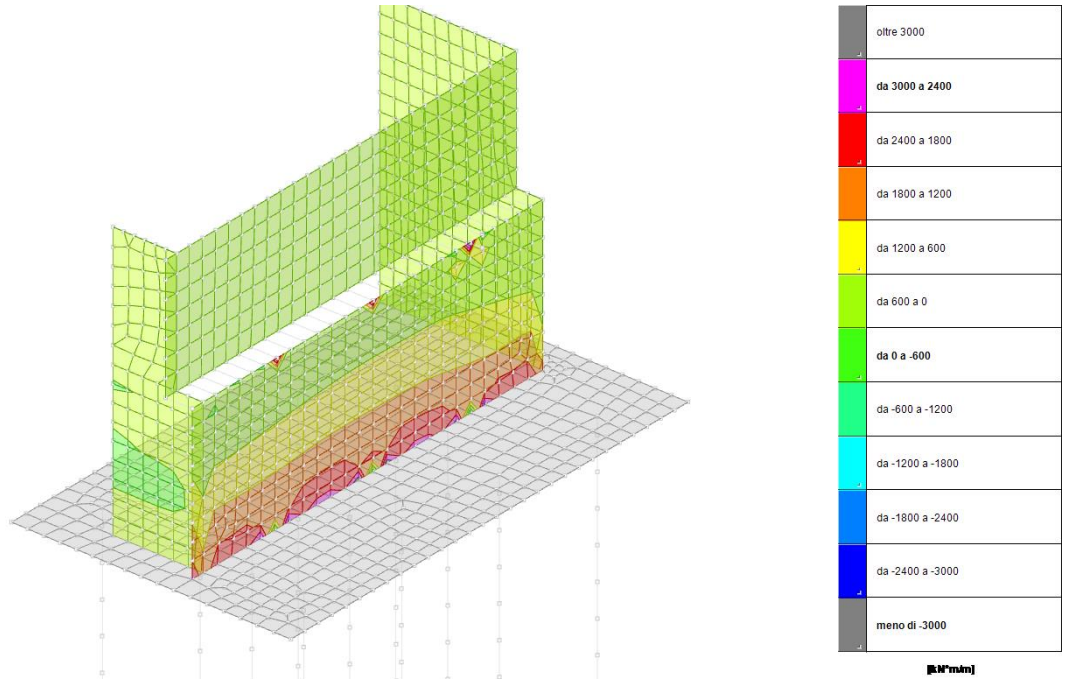


Figura 8.11 Momenti flettenti – Mzz – ENV SLU-SISMA - Massime

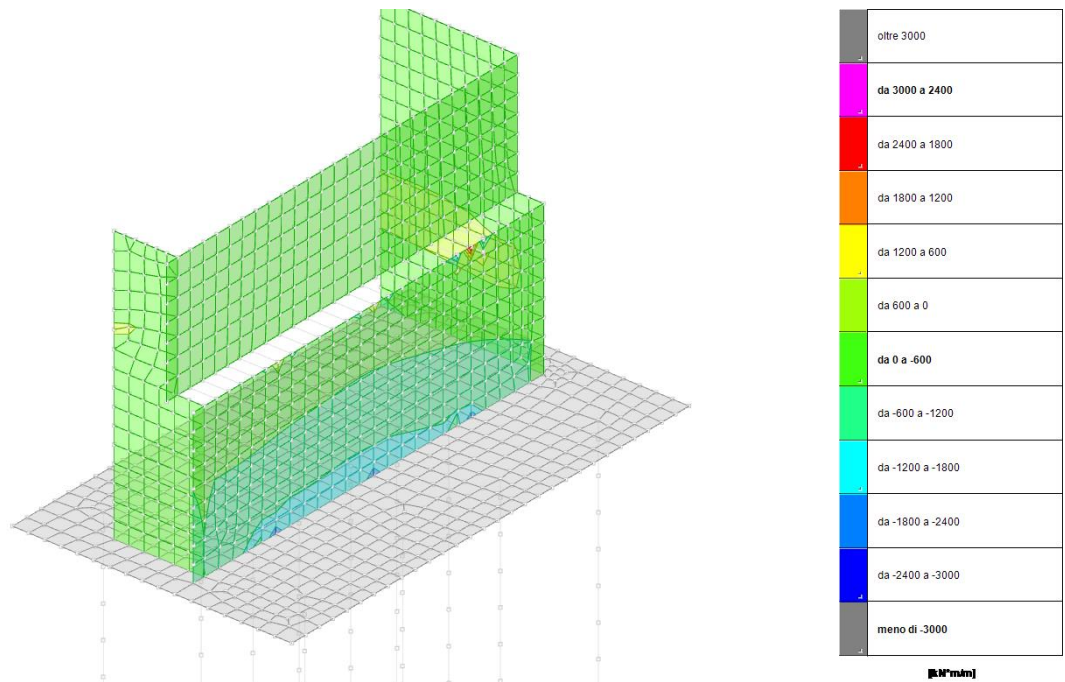


Figura 8.12 Momenti flettenti – Mzz – ENV SLU-SISMA - Minimi

PROGETTAZIONE ATI:

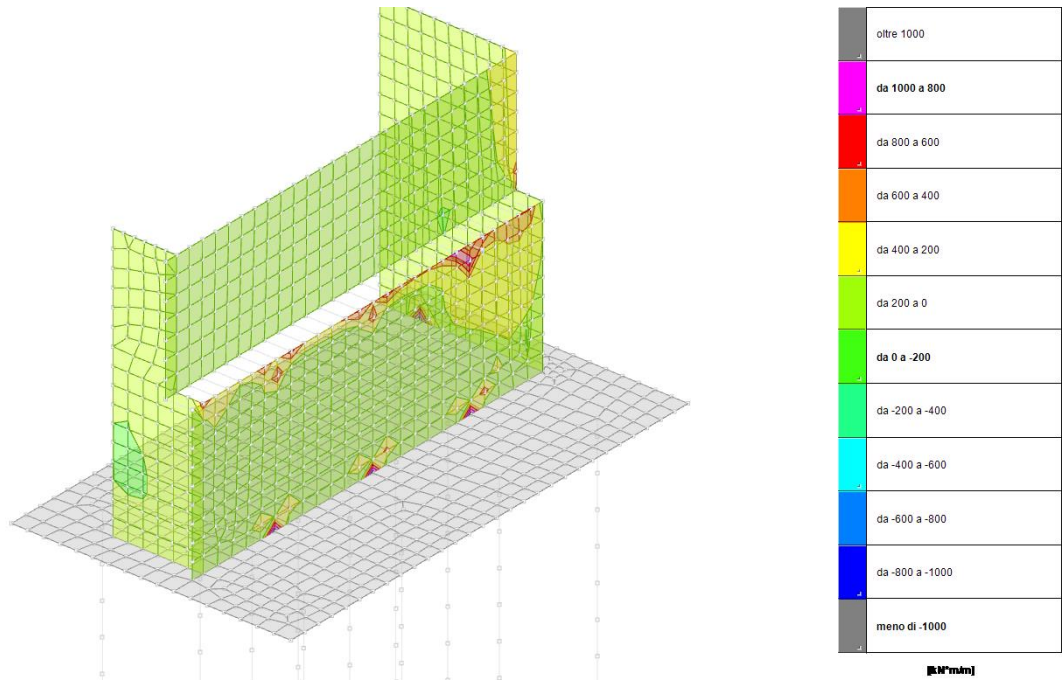


Figura 8.13 Momenti flettenti – Vx – ENV SLU-SISMA - Massimi

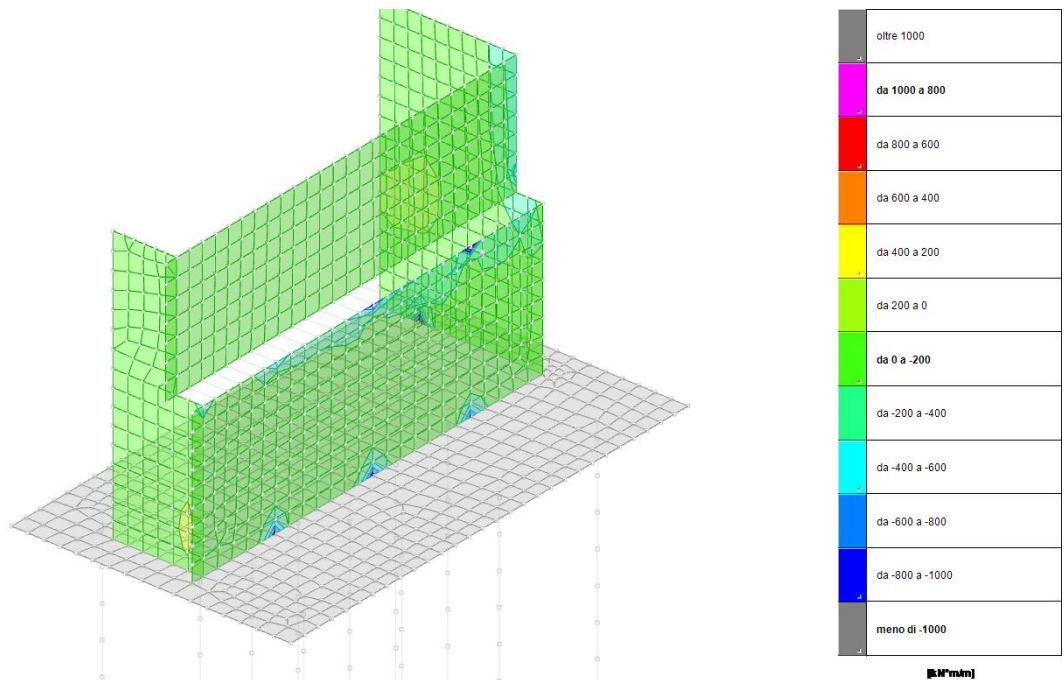


Figura 8.14 Momenti flettenti – Vx – ENV SLU-SISMA - Minimi

PROGETTAZIONE ATI:

8.9 VERIFICHE

8.9.1 VERIFICA DELLE PARETI

Le unità di misura elencate nel capitolo sono in [m, kN] ove non espressamente specificato.

Descrizione breve: nome sintetico assegnato al livello.

Descrizione: nome assegnato al livello.

Quota: quota superiore espressa nel sistema di riferimento assoluto. [m]

Spessore: spessore del livello. [m]

Descrizione: descrizione della sezione di verifica.

Dir.: direzione della sezione di verifica.

Base: base della sezione. [m]

Altezza: altezza della sezione. [m]

As,sup: area di acciaio efficace superiore. [m²]

As,inf: area di acciaio efficace inferiore. [m²]

c,sup: copriferro medio superiore. [m]

c,inf: copriferro medio inferiore. [m]

Comb.: combinazione di verifica.

MEd: momento agente. [kN*m]

NEd: sforzo normale agente, positivo se di trazione. [kN]

MRd: momento resistente. [kN*m]

NRd: sforzo normale resistente, positivo se di trazione. [kN]

c.s.: coefficiente di sicurezza.

Verifica: stato di verifica.

d: altezza utile. [m]

bw: minima larghezza anima. [m]

Armatura a taglio: necessità di armatura a taglio.

Asw/s: rapporto tra l'area dell'armatura trasversale e l'interasse tra due armature consecutive.

VEd: taglio agente. [kN]

Vrd,c: resistenza di calcolo a taglio per elementi privi di armature trasversali. [kN]

Vrcd: valore resistente di calcolo a taglio compressione del calcestruzzo d'anima. [kN]

Vrsd: valore resistente di calcolo a taglio trazione dell'armatura trasversale. [kN]

VRd: resistenza a taglio. [kN]

cotg(θ): cotangente dell'angolo dei puntoni rispetto all'asse.

Asl: area armatura longitudinale. [m²]

Sezione fessurata: sezione fessurata.

σc: tensione del calcestruzzo. [kN/m²]

σc limite: tensione limite del calcestruzzo. [kN/m²]

Es/Ec: coefficiente di omogenizzazione.

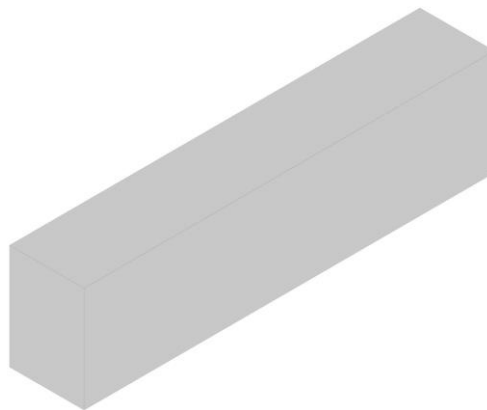
σf: tensione dell'armatura. [kN/m²]

σf limite: tensione limite dell'armatura. [kN/m²]

Parete spalla

Verifiche condotte secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

Geometria



Caratteristiche dei materiali

PROGETTAZIONE ATI:

Acciaio: B450C Fyk 450000
 Calcestruzzo: C30/37 Rck 37000

Livelli significativi

Descrizione breve	Descrizione	Quota	Spessore
L1	pc	0	2.5
L2	FITT	0.02	0
L3	imp	3.4	0

Verifiche nei nodi

Sezioni rettangolari

Descrizione	Dir.	Base	Altezza	As,sup	As,inf	c,sup	c,inf
9420 Prosp.A	Verticale	0.5	2.4	0.001571	0.001571	0.04	0.04
9416 Prosp.A	Verticale	0.5	2.4	0.001571	0.001571	0.04	0.04
9424 Prosp.A	Verticale	0.5	2.4	0.001571	0.001571	0.04	0.04
9213 Prosp.A	Verticale	1	2.4	0.003142	0.003142	0.04	0.04
9120 Prosp.A	Verticale	1	2.4	0.003142	0.003079	0.04	0.04
9121 Prosp.A	Verticale	1	2.4	0.003142	0.003142	0.04	0.04
8754 Prosp.A	Orizzontale	1	2.4	0.007433	0.007433	0.063	0.063
8765 Prosp.A	Orizzontale	1	2.4	0.007433	0.007433	0.063	0.063
8767 Prosp.A	Orizzontale	1	2.4	0.007829	0.007829	0.063	0.063
8768 Prosp.A	Orizzontale	1	2.4	0.007433	0.007433	0.063	0.063
8770 Prosp.A	Orizzontale	1	2.4	0.007433	0.007433	0.063	0.063
9226 Prosp.A	Orizzontale	1	2.4	0.007433	0.007433	0.063	0.063
9213 Prosp.A	Orizzontale	1	2.4	0.007841	0.007841	0.063	0.063
9225 Prosp.A	Orizzontale	1	2.4	0.007841	0.007841	0.063	0.063

Verifiche a flessione SLU D.M. 17-01-18 §4.1.2.3.4.2

La struttura è stata dichiarata come non dissipativa pertanto la verifica a pressoflessione, per le combinazioni SLV, viene eseguita calcolando i momenti resistenti in campo sostanzialmente elastico secondo D.M. 17-01-2018 §7.4.1

Descrizione	Dir.	Comb.	MEd	NEd	MRd	NRd	c.s.	Verifica
9420 Prosp.A	Verticale	SLV 7	465.9059	153.35	1025.463	337.52	2.201	Si
9416 Prosp.A	Verticale	SLV 7	391.2388	162.43	958.9528	398.14	2.4511	Si
9424 Prosp.A	Verticale	SLV 7	495.5699	48.21	1255.9796	122.18	2.5344	Si
9213 Prosp.A	Verticale	SLU 40	342.078	622.77	916.6526	1668.82	2.6797	Si
9120 Prosp.A	Verticale	SLV 7	620.2691	323.85	1773.5315	925.97	2.8593	Si

Verifiche a flessione SLD Resistenza D.M. 17-01-18 §4.1.2.3.4.2

La struttura è stata dichiarata come non dissipativa pertanto la verifica a pressoflessione viene eseguita calcolando i momenti resistenti in campo sostanzialmente elastico secondo D.M. 17-01-2018 §7.4.1

Descrizione	Dir.	Comb.	MEd	NEd	MRd	NRd	c.s.	Verifica
9420 Prosp.A	Verticale	SLD 7	258.1433	110.22	950.481	405.83	3.682	Si
9121 Prosp.A	Verticale	SLD 7	369.5443	292.75	1486.5803	1177.65	4.0227	Si
9120 Prosp.A	Verticale	SLD 7	401.777	250.97	1653.1466	1032.65	4.1146	Si
9213 Prosp.A	Verticale	SLD 5	236.3748	366.33	1019.3881	1579.85	4.3126	Si
9424 Prosp.A	Verticale	SLD 7	282.7907	34.12	1228.5414	148.24	4.3443	Si

Verifiche a taglio SLU D.M. 17-01-18 §4.1.2.3.5

Descrizione	Dir.	d	bw	Armatura a taglio	Asw/s	Comb.	VEd	NEd	MEd	Vrd,c	Vrcd	Vrsd	VRd	cotg(θ)	Asl	c.s.	Verifica
9387 Prosp.A	Verticale	2.36	0.5	Non necessaria	0	SLV 43	301.43	130.95	61.4307	335.77	3186.43	264.37	335.77	2.5	0.0015708	1.1139	Si
9215 Prosp.A	Verticale	2.36	1	Non necessaria	0	SLU 40	555.17	-297.44	42.6091	671.53	6372.85	528.74	671.53	2.5	0.0031416	1.2096	Si
9416 Prosp.A	Verticale	2.36	0.5	Non necessaria	0	SLV 39	276.98	95.21	269.6182	335.77	3186.43	264.37	335.77	2.5	0.0015708	1.2123	Si
8776 Prosp.A	Orizzontale	2.337	1	Non necessaria	0	SLV 47	715.39	-	1486.172	874.37	6413.7	523.59	874.37	2.5	0.007433	1.2222	Si
9213 Prosp.A	Verticale	2.36	1	Non necessaria	0	SLU 40	545.87	-539.53	363.6037	671.53	6372.85	528.74	671.53	2.5	0.0031416	1.2302	Si

Verifiche a taglio SLD Resistenza D.M. 17-01-18 §4.1.2.3.5

Descrizione	Dir.	d	bw	Armatura a taglio	Asw/s	Comb.	VEd	NEd	MEd	Vrd,c	Vrcd	Vrsd	VRd	cotg(θ)	Asl	c.s.	Verifica
8776 Prosp.A	Orizzontale	2.337	1	Non necessaria	0	SLD 47	474.22	-	908.1193	879.81	6419.34	523.59	879.81	2.5	0.007433	1.8553	Si
9387 Prosp.A	Verticale	2.36	0.5	Non necessaria	0	SLD 43	179.71	104.28	26.1149	335.77	3186.43	264.37	335.77	2.5	0.0015708	1.8683	Si
8775 Prosp.A	Orizzontale	2.337	1	Non necessaria	0	SLD 45	476.65	-778	912.9044	898.67	6428.3	523.59	898.67	2.5	0.0077304	1.8854	Si
8772 Prosp.A	Orizzontale	2.337	1	Non necessaria	0	SLD 45	474.45	-	917.5115	911.35	6437.55	523.59	911.35	2.5	0.0078414	1.9208	Si
9416 Prosp.A	Verticale	2.36	0.5	Non necessaria	0	SLD 39	174.12	49.71	152.413	335.77	3186.43	264.37	335.77	2.5	0.0015708	1.9284	Si

Verifiche SLE tensione calcestruzzo D.M. 17-01-18 §4.1.2.2.5.1

Descrizione	Dir.	Comb.	MEd	NEd	Sezione fessurata	σc	σc limite	Es/Ec	c.s.	Verifica
8754 Prosp.A	Orizzontale	SLE RA 10	523.8769	-1331.49	No	-944	18426	15	19.5169	Si
8765 Prosp.A	Orizzontale	SLE RA 10	500.9988	-1378.49	No	-943	18426	15	19.5406	Si

PROGETTAZIONE ATI:

Descrizione	Dir.	Comb.	MEd	NEd	Sezione fessurata	σ	σ limite	Es/Ec	c.s.	Verifica
8767 Prosp.A	Orizzontale	SLE RA 10	499.0545	-1374.53	No	-933	18426	15	19.7475	Si
8768 Prosp.A	Orizzontale	SLE RA 10	505.3867	-1335.44	No	-930	18426	15	19.8086	Si
8770 Prosp.A	Orizzontale	SLE RA 10	507.8653	-1294.55	No	-917	18426	15	20.1008	Si

Verifiche SLE tensione acciaio D.M. 17-01-18 §4.1.2.2.5.2

Descrizione	Dir.	Comb.	MEd	NEd	Sezione fessurata	σ f	σ f limite	Es/Ec	c.s.	Verifica
9226 Prosp.A	Orizzontale	SLE RA 6	120.3067	-1534.02	No	-7348	360000	15	48.9934	Si
9213 Prosp.A	Orizzontale	SLE RA 6	123.5482	-1466.15	No	-6898	360000	15	52.1863	Si
9225 Prosp.A	Orizzontale	SLE RA 6	90.1545	-1299.94	No	-6343	360000	15	56.7521	Si
9416 Prosp.A	Verticale	SLE RA 10	217.0053	25.2	No	6208	360000	15	57.9865	Si
9213 Prosp.A	Verticale	SLE RA 10	269.6401	416.89	No	6176	360000	15	58.2912	Si

Verifiche generali

Verifica fyk minimo D.M. 17-01-18 §§7.4.2.2-11.3.2.1

fyk = 450000 >= 450000.

Verifica copriferro minimo Circolare 7 21-01-19 §C4.1.6.1.3

Elemento	fck	Classe esposizione	Copriferro	Copriferro min	Verifica
Parete C.A. a tronco pc - imp (1.627; 14.831) (1.617; 28.081) [m]	30710	XC2	0.03	0.03	Si

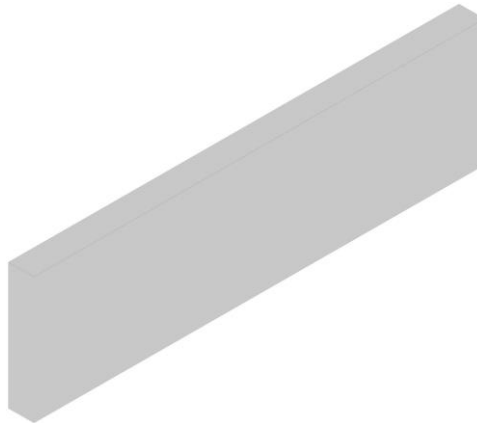
Verifica Rck minimo D.M. 17-01-18 Tab. 4.1.II

Elemento	Rck	Rck min	Verifica
Parete C.A. a tronco pc - imp (1.627; 14.831) (1.617; 28.081) [m]	37000	20000	Si

Paraghiaia

Verifiche condotte secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

Geometria



Caratteristiche dei materiali

Acciaio: B450C Fyk 450000
 Calcestruzzo: C30/37 Rck 37000

Livelli significativi

Descrizione breve	Descrizione	Quota	Spessore
L3	imp	3.4	0
L4	strada	7.15	0

Verifiche nei nodi

Sezioni rettangolari

Descrizione	Dir.	Base	Altezza	As,sup	As,inf	c,sup	c,inf
-------------	------	------	---------	--------	--------	-------	-------

PROGETTAZIONE ATI:

Descrizione	Dir.	Base	Altezza	As,sup	As,inf	c,sup	c,inf
9697 Prosp.A	Verticale	1	0.75	0.003142	0.003142	0.045	0.045
9603 Prosp.A	Verticale	1	0.75	0.003142	0.003142	0.045	0.045
9778 Prosp.A	Verticale	1	0.75	0.003142	0.003029	0.045	0.045
9861 Prosp.A	Verticale	1	0.75	0.003142	0.003142	0.045	0.045
9943 Prosp.A	Verticale	1	0.75	0.003142	0.003142	0.045	0.045
9685 Prosp.A	Verticale	1	0.75	0.003142	0.003142	0.045	0.045
10042 Prosp.A	Verticale	0.5	0.75	0.001571	0.001257	0.045	0.045

Verifiche a flessione SLU D.M. 17-01-18 §4.1.2.3.4.2

La struttura è stata dichiarata come non dissipativa pertanto la verifica a pressoflessione, per le combinazioni SLV, viene eseguita calcolando i momenti resistenti in campo sostanzialmente elastico secondo D.M. 17-01-2018 §7.4.1

Descrizione	Dir.	Comb.	MEd	NEd	MRd	NRd	c.s.	Verifica
9697 Prosp.A	Verticale	SLV 39	445.054	217.26	694.571	339.07	1.5606	Si
9603 Prosp.A	Verticale	SLV 7	359.8289	378.55	602.9427	634.31	1.6756	Si
9778 Prosp.A	Verticale	SLV 43	400.6468	224.04	681.5263	381.11	1.7011	Si
9861 Prosp.A	Verticale	SLV 43	385.6061	231.68	674.3449	405.16	1.7488	Si
9943 Prosp.A	Verticale	SLV 43	372.4984	257.38	658.9007	455.27	1.7689	Si

Verifiche a flessione SLD Resistenza D.M. 17-01-18 §4.1.2.3.4.2

La struttura è stata dichiarata come non dissipativa pertanto la verifica a pressoflessione viene eseguita calcolando i momenti resistenti in campo sostanzialmente elastico secondo D.M. 17-01-2018 §7.4.1

Descrizione	Dir.	Comb.	MEd	NEd	MRd	NRd	c.s.	Verifica
9697 Prosp.A	Verticale	SLD 39	258.0503	124.19	695.8352	334.89	2.6965	Si
9603 Prosp.A	Verticale	SLD 7	205.8968	231.8	592.5556	667.1	2.8779	Si
9778 Prosp.A	Verticale	SLD 43	228.921	123.8	684.8297	370.37	2.9916	Si
9861 Prosp.A	Verticale	SLD 43	215.2756	122.12	680.2726	385.89	3.16	Si
9685 Prosp.A	Verticale	SLD 39	199.6591	158.51	642.0432	509.73	3.2157	Si

Verifiche a taglio SLU D.M. 17-01-18 §4.1.2.3.5

Descrizione	Dir.	d	bw	Armatura a taglio	Asw/s	Comb.	VEd	NEd	MEd	Vrd,c	Vrcd	Vrsd	VRd	cotg(θ)	Asl	c.s.	Verifica	
9398 Prosp.A	Verticale	0.705	0.5	Non necessaria	0	SLU 40	-	-	22.8606	179.07	976.71	78.98	179.07	2.5	0.0015708	1.0803	Si	
9603 Prosp.A	Verticale	0.705	1	Non necessaria	0	SLV 39	165.76	170.26	381.71	353.5655	310.14	1903.76	157.95	310.14	2.5	0.0031416	1.1155	Si
9402 Prosp.A	Verticale	0.705	0.5	Non necessaria	0	SLU 40	154.03	-	-50.0366	178.63	976.26	78.98	178.63	2.5	0.0015708	1.1598	Si	
9419 Prosp.A	Verticale	0.705	0.5	Non necessaria	0	SLV 7	122.22	194.89	21.7346	155.07	951.88	78.98	155.07	2.5	0.0015708	1.2688	Si	
9697 Prosp.A	Verticale	0.705	1	Non necessaria	0	SLV 43	235.28	220.69	427.943	310.14	1903.76	157.95	310.14	2.5	0.0031416	1.3182	Si	

Verifiche a taglio SLD Resistenza D.M. 17-01-18 §4.1.2.3.5

Descrizione	Dir.	d	bw	Armatura a taglio	Asw/s	Comb.	VEd	NEd	MEd	Vrd,c	Vrcd	Vrsd	VRd	cotg(θ)	Asl	c.s.	Verifica
9603 Prosp.A	Verticale	0.705	1	Non necessaria	0	SLD 39	173.76	234.95	199.6335	310.14	1903.76	157.95	310.14	2.5	0.0031416	1.7848	Si
9697 Prosp.A	Verticale	0.705	1	Non necessaria	0	SLD 43	146.44	125.77	250.1519	310.14	1903.76	157.95	310.14	2.5	0.0031416	2.1179	Si
9419 Prosp.A	Verticale	0.705	0.5	Non necessaria	0	SLD 7	69.69	122.69	12.7028	155.07	951.88	78.98	155.07	2.5	0.0015708	2.225	Si
9685 Prosp.A	Verticale	0.705	1	Non necessaria	0	SLD 43	138.8	163.56	183.7239	310.14	1903.76	157.95	310.14	2.5	0.0031416	2.2345	Si
9398 Prosp.A	Verticale	0.705	0.5	Non necessaria	0	SLD 47	-71.48	-42.3	4.5357	161.03	958.05	78.98	161.03	2.5	0.0015708	2.2528	Si

Verifiche SLE tensione calcestruzzo D.M. 17-01-18 §4.1.2.2.5.1

Descrizione	Dir.	Comb.	MEd	NEd	Sezione fessurata	σc	σc limite	Es/Ec	c.s.	Verifica
9697 Prosp.A	Verticale	SLE RA 10	158.3714	78.55	No	-1215	18426	15	15.1714	Si
9778 Prosp.A	Verticale	SLE RA 10	143.1	75.19	No	-1099	18426	15	16.7706	Si
10042 Prosp.A	Verticale	SLE RA 10	62.734	15.18	No	-1033	18426	15	17.8319	Si
9861 Prosp.A	Verticale	SLE RA 10	134.37	69.42	No	-1027	18426	15	17.9385	Si
9943 Prosp.A	Verticale	SLE RA 10	128.5181	53.15	No	-998	18426	15	18.4606	Si

Verifiche SLE tensione acciaio D.M. 17-01-18 §4.1.2.2.5.2

Descrizione	Dir.	Comb.	MEd	NEd	Sezione fessurata	σf	σf limite	Es/Ec	c.s.	Verifica
9697 Prosp.A	Verticale	SLE RA 10	158.3714	78.55	No	18655	360000	15	19.2973	Si
9778 Prosp.A	Verticale	SLE RA 10	143.1	75.19	No	16961	360000	15	21.2255	Si
9861 Prosp.A	Verticale	SLE RA 10	134.37	69.42	No	15877	360000	15	22.6737	Si
9943 Prosp.A	Verticale	SLE RA 10	128.5181	53.15	No	14951	360000	15	24.0792	Si
9603 Prosp.A	Verticale	SLE RA 10	109.1872	164.69	No	14826	360000	15	24.2822	Si

PROGETTAZIONE ATI:

Verifiche generali

Verifica fyk minimo D.M. 17-01-18 §§7.4.2.2-11.3.2.1

fyk = 450000 >= 450000.

Verifica copriferro minimo Circolare 7 21-01-19 §C4.1.6.1.3

Elemento	fyk	Classe esposizione	Copriferro	Copriferro min	Verifica
Parete C.A. a tronco imp - strada (0.812; 14.819) (0.802; 28.069) [m]	30710	XC2	0.035	0.03	Si

Verifica Rck minimo D.M. 17-01-18 Tab. 4.1.II

Elemento	Rck	Rck min	Verifica
Parete C.A. a tronco imp - strada (0.812; 14.819) (0.802; 28.069) [m]	37000	20000	Si

8.9.2 VERIFICA DELLE PIASTRE

Le unità di misura elencate nel capitolo sono in [m, kN, deg] ove non espressamente specificato.

Nodo: indice del nodo di verifica.

Dir.: direzione della sezione di verifica.

B: base della sezione rettangolare di verifica. [m]

H: altezza della sezione rettangolare di verifica. [m]

A. sup.: area barre armatura superiori. [m²]

C. sup.: distanza media delle barre superiori dal bordo superiore della sezione. [m]

A. inf.: area barre armatura inferiori. [m²]

C. inf.: distanza media delle barre inferiori dal bordo inferiore della sezione. [m]

Comb.: combinazione di verifica.

M: momento flettente. [kN*m]

N: sforzo normale. [kN]

Mu: momento flettente ultimo. [kN*m]

Nu: sforzo normale ultimo. [kN]

c.s.: coefficiente di sicurezza.

Verifica: stato di verifica.

σc: tensione nel calcestruzzo. [kN/m²]

σlim: tensione limite. [kN/m²]

Es/Ec: coefficiente di omogenizzazione.

σf: tensione nell'acciaio d'armatura. [kN/m²]

Comb.: combinazione.

Fh: componente orizzontale del carico. [kN]

Fv: componente verticale del carico. [kN]

Cnd: resistenza valutata a breve o lungo termine (BT - LT).

Ad: adesione di progetto. [kN/m²]

Phi: angolo di attrito di progetto. [deg]

RPI: resistenza passiva laterale unitaria di progetto. [kN/m]

γR: coefficiente parziale sulla resistenza di progetto.

Rd: resistenza alla traslazione di progetto. [kN]

Ed: azione di progetto. [kN]

Rd/Ed: coefficiente di sicurezza allo scorrimento.

ID: indice della verifica di capacità portante.

Fx: componente lungo x del carico. [kN]

Fy: componente lungo y del carico. [kN]

Fz: componente verticale del carico. [kN]

Mx: componente lungo x del momento. [kN*m]

My: componente lungo y del momento. [kN*m]

ix: inclinazione del carico in x. [deg]

iy: inclinazione del carico in y. [deg]

ex: eccentricità del carico in x. [m]

ey: eccentricità del carico in y. [m]

B': larghezza efficace. [m]

L': lunghezza efficace. [m]

Cnd: resistenza valutata per condizione a breve o lungo termine (BT - LT).

C: coesione di progetto. [kN/m²]

Qs: sovraccarico laterale da piano di posa. [kN/m²]

Rd: resistenza alla rottura del complesso di progetto. [kN]

Ed: azione di progetto (sforzo normale al piano di posa). [kN]

Rd/Ed: coefficiente di sicurezza alla capacità portante.

N:

Nq: fattore di capacità portante per il termine di sovraccarico.

Nc: fattore di capacità portante per il termine coesivo.

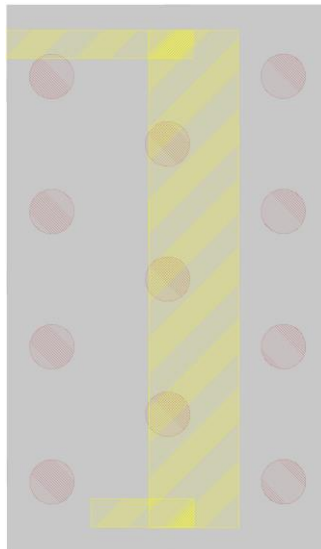
PROGETTAZIONE ATI:

Ng: fattore di capacità portante per il termine attritivo.
S:
Sq: fattore correttivo di capacità portante per forma (shape), per il termine di sovraccarico.
Sc: fattore correttivo di capacità portante per forma (shape), per il termine coesivo.
Sg: fattore correttivo di capacità portante per forma (shape), per il termine attritivo.
D:
Dq: fattore correttivo di capacità portante per approfondimento (deep), per il termine di sovraccarico.
Dc: fattore correttivo di capacità portante per approfondimento (deep), per il termine coesivo.
Dg: fattore correttivo di capacità portante per approfondimento (deep), per il termine attritivo.
I:
Iq: fattore correttivo di capacità portante per inclinazione del carico, per il termine di sovraccarico.
Ic: fattore correttivo di capacità portante per inclinazione del carico, per il termine coesivo.
Ig: fattore correttivo di capacità portante per inclinazione del carico, per il termine attritivo.
B:
Bq: fattore correttivo di capacità portante per inclinazione della base, per il termine di sovraccarico.
Bc: fattore correttivo di capacità portante per inclinazione della base, per il termine coesivo.
Bg: fattore correttivo di capacità portante per inclinazione della base, per il termine attritivo.
G:
Gq: fattore correttivo di capacità portante per inclinazione del pendio, per il termine di sovraccarico.
Gc: fattore correttivo di capacità portante per inclinazione del pendio, per il termine coesivo.
Gg: fattore correttivo di capacità portante per inclinazione del pendio, per il termine attritivo.
P:
Pq: fattore correttivo di capacità portante per punzonamento, per il termine di sovraccarico.
Pc: fattore correttivo di capacità portante per punzonamento, per il termine coesivo.
Pg: fattore correttivo di capacità portante per punzonamento, per il termine attritivo.
E:
Eq: fattore correttivo di capacità portante per sisma (earthquake), per il termine di sovraccarico.
Ec: fattore correttivo di capacità portante per sisma (earthquake), per il termine coesivo.
Eg: fattore correttivo di capacità portante per sisma (earthquake), per il termine attritivo.
esm: deformazione unitaria media delle barre di armatura.
Δmax: distanza massima tra le fessure. [m]
Wd: valore di calcolo di apertura delle fessure. [m]

Platea spalla

Verifiche condotte secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

Geometria



Caratteristiche dei materiali

Acciaio: B450C Fyk 450000
 Calcestruzzo: C32/40 Rck 40000

Sistema di riferimento e direzioni di armatura

Le coordinate citate nel seguito sono espresse in un sistema di riferimento cartesiano con origine in (-3.383; 14.152; 0), direzione

PROGETTAZIONE ATI:

dell'asse X = (0.01; 0; 0), direzione dell'asse Y = (0; 0.01; 0).

Le direzioni X/Y di armatura e le sezioni X/Y di verifica sono individuate dagli assi del sistema di riferimento.

Verifiche nei nodi

Verifiche SLU flessione nei nodi

La struttura è stata dichiarata come non dissipativa pertanto la verifica a pressoflessione, per le combinazioni SLV, viene eseguita calcolando i momenti resistenti in campo sostanzialmente elastico secondo D.M. 17-01-2018 §7.4.1

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	Mu	Nu	c.s.	Verifica
4547	X	1	2.5	0.004524	0.076	0.005309	0.079	SLV 39	1996.9315	0	4056.8519	0	2.0315	Si
4542	X	0.901	2.5	0.004078	0.076	0.004785	0.079	SLV 39	-1717.092	0	3546.0764	0	2.0652	Si
4247	X	1	2.5	0.004524	0.076	0.005309	0.079	SLV 43	1895.5136	0	4056.8519	0	2.1402	Si
4552	X	1	2.5	0.004524	0.076	0.005309	0.079	SLV 39	1824.2387	0	4056.8519	0	2.2239	Si
4278	Y	1	2.5	0.004524	0.052	0.010619	0.053	SLV 45	-1795.256	0	-4156.224	0	2.3151	Si

Verifiche SLD Resistenza flessione nei nodi

La struttura è stata dichiarata come non dissipativa pertanto la verifica a pressoflessione viene eseguita calcolando i momenti resistenti in campo sostanzialmente elastico secondo D.M. 17-01-2018 §7.4.1

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	Mu	Nu	c.s.	Verifica
4547	X	1	2.5	0.004524	0.076	0.005309	0.079	SLD 39	1386.2875	0	4056.8519	0	2.9264	Si
4542	X	0.901	2.5	0.004078	0.076	0.004785	0.079	SLD 39	1200.2052	0	3546.0764	0	2.9546	Si
4247	X	1	2.5	0.004524	0.076	0.005309	0.079	SLD 43	1309.7977	0	4056.8519	0	3.0973	Si
4552	X	1	2.5	0.004524	0.076	0.005309	0.079	SLD 39	1296.5853	0	4056.8519	0	3.1289	Si
4579	X	0.901	2.5	0.004075	0.076	0.004782	0.079	SLD 43	1062.2903	0	3543.0508	0	3.3353	Si

Verifiche SLE tensione calcestruzzo nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	σc	σlim	Es/Ec	Verifica
4411	Y	1	2.5	0.004524	0.052	0.010619	0.053	SLE RA 10	2457.8804	0	-1953	19920	15	Si
4134	Y	1	2.5	0.004524	0.052	0.010619	0.053	SLE RA 10	2363.6453	0	-1878	19920	15	Si
4330	Y	1	2.5	0.004524	0.052	0.010619	0.053	SLE RA 10	2310.1424	0	-1836	19920	15	Si
3824	Y	1	2.5	0.004524	0.052	0.010619	0.053	SLE RA 10	2215.1846	0	-1760	19920	15	Si
4411	Y	1	2.5	0.004524	0.052	0.010619	0.053	SLE QP 1	1652.8654	0	-1314	14940	15	Si

Verifiche SLE tensione acciaio nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	σf	σlim	Es/Ec	Verifica
4411	Y	1	2.5	0.004524	0.052	0.010619	0.053	SLE RA 10	2457.8804	0	26275	360000	15	Si
4134	Y	1	2.5	0.004524	0.052	0.010619	0.053	SLE RA 10	2363.6453	0	25268	360000	15	Si
4330	Y	1	2.5	0.004524	0.052	0.010619	0.053	SLE RA 10	2310.1424	0	24696	360000	15	Si
3824	Y	1	2.5	0.004524	0.052	0.010619	0.053	SLE RA 10	2215.1846	0	23681	360000	15	Si
3730	Y	1	2.5	0.004524	0.052	0.010619	0.053	SLE RA 10	2093.6453	0	22382	360000	15	Si

Verifiche SLE fessurazione nei nodi

La piastra non presenta nodi con apertura delle fessure.

→ tutte le verifiche sono soddisfatte

8.9.3 VERIFICHE STRUTTURALI DEI PALI DI FONDAZIONE

24.1.5.1. Verifica a presso flessione

Palo $\phi 1200$ Arm. $32\phi 26$

Verifica C.A. S.L.U. - File: PALO1200

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo: PALO 1200

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 60 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 32
 Diametro barre: 2.6 [cm]
 Copriferro (baric.): 10 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipologia Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 5420 0 kN
 M_{xEd}: 2815 0 kNm
 M_{yEd}: 0 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Materiali

B450C C25/30

ϵ_{su} : 67.5 ‰ ϵ_{c2} : 2 ‰
 f_{yd} : 391.3 N/mm² ϵ_{cu} : 3.5 ‰
 E_s : 200,000 N/mm² f_{cd} : 14.17
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0.8
 ϵ_{syd} : 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 9.75
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0.6
 τ_{c1} : 1.829

M_{xRd}: 3,791 kN m

σ_c : -14.17 N/mm²
 σ_s : 391.3 N/mm²
 ϵ_c : 3.5 ‰
 ϵ_s : 3.252 ‰
 d: 110 cm
 x: 57.02 x/d: 0.5184
 δ : 1

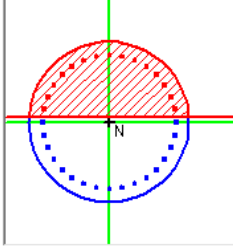
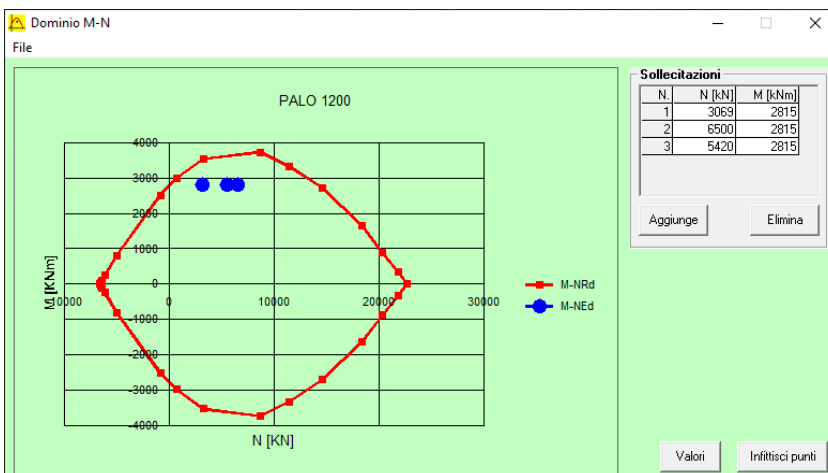
Metodo di calcolo

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

Tipologia flessione

Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L_o: 0 cm Col. modello
 Precompresso

→ Verifiche soddisfatte

PROGETTAZIONE ATI:

24.1.5.2. Verifica a taglio

Palo $\phi 1200$ Arm. $32\phi 26$ st. $\phi 12/15$

La resistenza a taglio della sezione circolare viene fatta riferendosi ad una sezione rettangolare equivalente. La norma ACI 318 stabilisce che per elementi a sezione circolare, l'area usata per il calcolo del taglio resistente deve essere assunta pari al prodotto del diametro e della profondità effettiva della sezione di calcestruzzo. L'altezza utile dovrebbe essere assunta pari a 0,80 volte il diametro della sezione di calcestruzzo.

C.M. CALCESTRUZZO						
R _{ck}	f _{ck}	f _{cm}	f _{ctm}	f _{ctk}	f _{ctm}	f _{ctk}
(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
Res_cubica a compr.	Res_cilindrica a compr.	Res_cilindrica media a compr.	Res_media a trazione assiale	Res_caratt a trazione assiale	Res_media a trazione x fless.	Res_caratt a trazione x fless.
37	30.71	38.71	2.94	2.06	3.53	2.47
f _{cd}	f _{ctd}	α_{cc}	f _{ctd}	f _{ctd,f}		E _{cm}
(N/mm ²)	(N/mm ²)		(N/mm ²)	(N/mm ²)		(N/mm ²)
Res_a compr. Pura_lunga durata	Res_a compr.per flessione	coeff ridutt. carichi lunga dur.	Res_a traz.assiale	Res_a traz. x flessione		Modulo elastico medio
17.40	17.40	0.85	1.37	1.65		33019
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE						
B	H	c	N _{ed}	V _{sd}		
(cm)	(cm)	(cm)	(KN)	(KN)		
Larghezza anima	Altezza sezione	Copriferro	Sforzo di compressione	Taglio di calcolo		
120	100	10	0	246.0		
A _l	θ	α	Φ_{st}	n		
(cm ²)	21.8° <= θ <= 45°	0° <= α <= 90°	(mm)			
Area acc.longitudinale	(ind.bielle ds)	(ind. staffe)	diametro staffa	n° braccia		
84.9	21.80	90.00	12	2.0		
V _{rd}	V _{rd}	s	V _{rcd}	Verifica		
(KN)	(KN)	(cm)	(KN)			
Resistenza a taglio senza armatura	Resistenza a taglio della trave armata	passo staffe	Resistenza a taglio-compressione	V _{sd} < V _{rcd}		
551.1	246.0	72.83	2916.2	BIELLA OK		
s	V _{rd}	a _l				
(cm)	(KN)	(cm)				
passo staffe	Resistenza a taglio della trave armata	prolung. Along. per effetto del taglio				
15	1194.4	101.26				

Risulta $\eta = V_{rd}/V_{Ed} = 1194/1014 = 1.17 \geq 1.00$

→ Verifiche soddisfatte

PROGETTAZIONE ATI:

9 INCIDENZE MEDIE

CALCOLO INCIDENZA MEDIA SPALLE FONDAZIONI					CALCOLO INCIDENZA MEDIA SPALLE ELEVAZIONE					CALCOLO INCIDENZA MEDIA SPALLE ELEVAZIONE				
ACCIAIO	B450C	CLS	35/45	XC2	ACCIAIO	B450C	CLS	35/45	XF1	ACCIAIO	B450C	CLS	35/45	XF1
Spessore	250 cm				Spessore	240 cm				Spessore	80 cm			
	φ	passo	peso			φ	passo	peso			φ	passo	peso	
ARM. MEDIA	[mm]	[mm]	[kg]		ARM. MEDIA	[mm]	[mm]	[kg]		ARM. MEDIA	[mm]	[mm]	[kg]	
Ferri sup. long.	26	75	55.71		Ferri est. long.	26	75	55.71		Ferri est. long.	24	200	17.80	
Ferri sup. trasv.	26	100	41.78		Ferri est. trasv.	26	150	27.86		Ferri est. trasv.	24	200	17.80	
Ferri inf. Long	26	50	83.57		Ferri int. Long	26	50	83.57		Ferri int. Long	24	200	17.80	
Ferri inf. Trasv.	26	100	41.78		Ferri int. Trasv.	26	150	27.86		Ferri int. Trasv.	24	200	17.80	
	φ	num./mq	peso			φ	num./mq	peso			φ	num./mq	peso	
	[mm]		[kg]			[mm]		[kg]			[mm]		[kg]	
staffe	16	12	51.27		staffe (MEDIA)	16	12	49.37		staffe (MEDIA)	16	12	18.99	
Sovrapp. /ancoraggi		[%]	20		Sovrapp. /ancoraggi		[%]	20		Sovrapp. /ancoraggi		[%]	20	
TOTALE INCIDENZA		kg/mc	131.58		TOTALE INCIDENZA		kg/mc	122.18		TOTALE INCIDENZA		kg/mc	135.29	

CALCOLO INCIDENZA MEDIA PILE FONDAZIONI					CALCOLO INCIDENZA MEDIA PILE ELEVAZIONE					CALCOLO INCIDENZA MEDIA PALI φ1200				
ACCIAIO	B450C	CLS	35/45	XC2	ACCIAIO	B450C	CLS	35/45	XF1	ACCIAIO	B450C	CLS	28/35	XC2
										Diametro	120 cm			
TOTALE INCIDENZA		kg/mc	144.74		TOTALE INCIDENZA		kg/mc	140.00		TOTALE INCIDENZA		kg/ml	148.08	
										TOTALE INCIDENZA		kg/mc	131.00	

PROGETTAZIONE ATI:

10 CONCLUSIONI

10.1 Generalità

La presente relazione di calcolo strutturale, in conformità al punto §10.1 del DM 17/01/18, è comprensiva di una descrizione generale dell'opera e dei criteri generali di analisi e verifica. Segue inoltre le indicazioni fornite al §10.2 del DM 17/01/18 per quanto concerne analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo.

Per chiarire ulteriormente i valori numerici di ogni elaborazione, sono stati riportati tabelle e schemi grafici rappresentativi delle parti più sollecitate della struttura e delle principali caratteristiche della sollecitazione, nonché i diagrammi di involuppo associati alle combinazioni di carichi considerate, le configurazioni deformate e gli schemi grafici con la rappresentazione delle azioni applicate, oltre ad una breve descrizione delle convenzioni sui segni e delle simbologie adottate.

Come detto in precedenza tutte le analisi, i confronti, le comparazioni e le verifiche svolte hanno evidenziato il corretto comportamento del modello e l'affidabilità dei risultati, pertanto i risultati sono accettabili.

Le analisi numeriche qui esposte riguardano il viadotto effettivamente più critico, e meritevole di approfondimento anche in questa fase di studio, rispetto alle parti restanti costituite da elementi più semplici e facilmente dimensionabili sulla base delle soluzioni tipologiche simili ed assolutamente standardizzate.

10.2 Esito delle verifiche

Le verifiche svolte, in accordo alla normativa vigente (DM'18), sia nei confronti degli SLE che degli SLU (statici e sismici) hanno dato tutte esito positivo per tutti gli interventi in oggetto, così come dimostrato nei paragrafi precedenti.