

**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 Cultrera</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 INGENGNERIA 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 Cultrera</i> ORDINE INGEGNERI PROVINCIA DI ROMA N° 14069</p>	<p>(Mandante)</p> <p>(Mandante)</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 Rampa Uscita Sud Ovest

Sottostrutture – Relazione tecnica e di calcolo

CODICE PROGETTO			NOME FILE	REVISIONE	SCALA
PROGETTO	LIV.PROG.	ANNO	T00VI07STRRE02_B		
DTPG372	D	22	CODICE ELAB. T00VI07STRRE02	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>4</u>
1.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA	5
2	<u>CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA/SISMICA DEL TERRENO</u>	<u>7</u>
3	<u>DESCRIZIONE DELL'OPERA.....</u>	<u>8</u>
4	<u>NORMATIVE E RIFERIMENTI.....</u>	<u>13</u>
5	<u>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI</u>	<u>15</u>
5.1	CALCESTRUZZO.....	15
5.1	ACCIAIO.....	17
6	<u>FASI COSTRUTTIVE.....</u>	<u>18</u>
7	<u>AZIONI AGENTI</u>	<u>19</u>
7.1	CARICHI PERMANENTI – PESI PROPRI	19
7.2	RITIRO	19
7.3	VISCOSITÀ.....	23
7.4	CARICHI VARIABILI.....	25
1.1.1.	<i>Carichi da traffico q1</i>	<i>26</i>
1.1.2.	<i>Effetti globali - Courbon.....</i>	<i>30</i>
1.1.3.	<i>Effetti locali.....</i>	<i>31</i>
1.1.4.	<i>Azioni variabili da traffico - incremento dinamico addizionale q2</i>	<i>32</i>
1.1.5.	<i>Azione di frenamento o accelerazione q3.....</i>	<i>32</i>
1.1.6.	<i>Azione centrifuga q4.....</i>	<i>34</i>
1.1.7.	<i>Azione del vento e della neve q5.....</i>	<i>35</i>
1.1.8.	<i>Azioni idrodinamiche q6</i>	<i>42</i>
1.1.9.	<i>Variazione della temperatura q7.....</i>	<i>43</i>
1.1.10.	<i>Azioni sui parapetti e urto di veicolo in svio: q8</i>	<i>45</i>
7.5	AZIONE SISMICA.....	48
1.1.11.	<i>Parametri di progetto.....</i>	<i>48</i>
1.1.12.	<i>Spettro di risposta elastico in accelerazione.....</i>	<i>50</i>
1.1.13.	<i>Fattore di comportamento</i>	<i>57</i>
7.6	SPINTA DEL TERRENO	60
1.1.14.	<i>Spinta statica permanente del terreno.....</i>	<i>60</i>
1.1.15.	<i>Spinta sismica del terreno</i>	<i>62</i>
8	<u>COMBINAZIONI DI CARICO</u>	<u>65</u>
8.1	COMBINAZIONI GEOTECNICHE	66

PROGETTAZIONE ATI:

9	VERIFICA STRUTTURALE PILE	68
9.1	PREDIMENSIONAMENTO	68
9.2	PESO PROPRIO	71
9.3	CARICHI VARIABILI.....	71
1.1.16.	<i>Temperatura</i>	71
1.1.17.	<i>Vento</i>	71
1.1.18.	<i>Azione sismica</i>	71
1.1.19.	<i>Combinazione sismica</i>	71
9.4	MODELLAZIONE	71
9.5	ANALISI MODALE	73
9.6	ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI AGENTI SULLA PILA	77
9.7	PROGETTO PILE.....	78
1.1.20.	<i>Verifiche SLU</i>	84
1.1.21.	<i>Verifiche ad instabilità</i>	90
1.1.22.	<i>Verifiche SLE</i>	91
1.1.23.	<i>Verifica a fessurazione</i>	96
11	VERIFICA STRUTTURALE FOND. PILE E SPALLE	97
11.1	SOFTWARE DI CALCOLO	97
11.2	AFFIDABILITÀ DEL CODICE DI CALCOLO	97
11.3	MODALITÀ DI PRESENTAZIONE DEI RISULTATI	100
11.4	GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI	100
11.5	CONVENZIONE DI OUTPUT ELEMENTI FRAME	101
11.6	CONVENZIONE DI SEGNO PER GUSCI NON VERTICALI (ELEMENTI SHELL).....	104
11.1	MODELLAZIONE DELLE FONDAZIONI DEL VIADOTTO.....	106
11.2	RISULTATI DELLA MODELLAZIONE.....	108
11.3	VERIFICHE PILE E SPALLE.....	113
1.1.24.	<i>Verifica delle pareti</i>	113
1.1.25.	<i>Verifica delle piastre</i>	119
11.4	VERIFICHE STRUTTURALI DEI PALI DI FONDAZIONE.....	124
11.4.1	<i>Verifica a presso flessione</i>	124
11.4.2	<i>Verifica a taglio</i>	125
11.4	INCIDENZE MEDIE	126
12	CONCLUSIONI.....	127
12.1	GENERALITÀ.....	127

PROGETTAZIONE ATI:

12.2 *ESITO DELLE VERIFICHE*127

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 USCITA SUD OVEST facente parte dello svincolo di Collestrada.

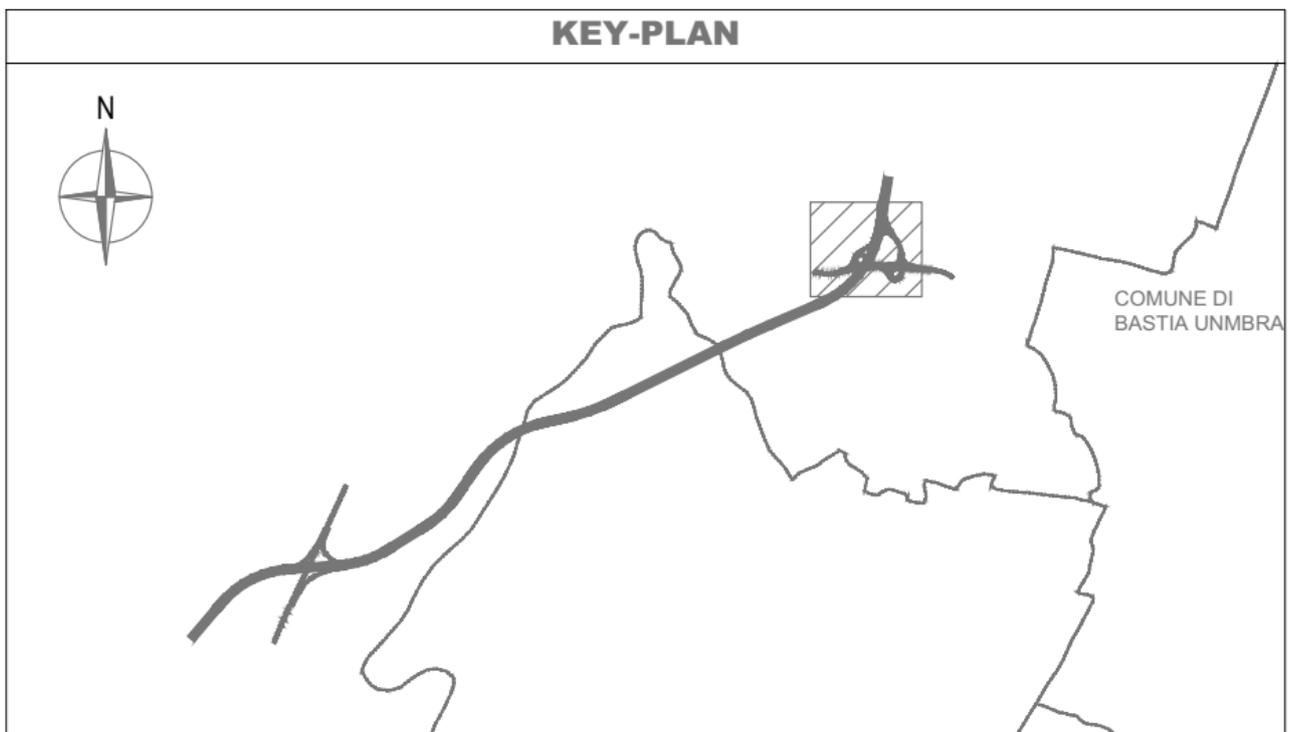


Figura 1.1 Key PLAN dei viadotti del progetto

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

PROGETTAZIONE ATI:

1.1 Descrizione dell'opera

Il viadotto costituisce una rampa di uscita dello svincolo SO di Collestrada è costituito da una serie di impalcati continui misti acciaio/cls con luci massime di 35mt e si sviluppa in curva. E' fondato su pali ed ha pile a sezione rettangolare di altezza massima 14.00mt.

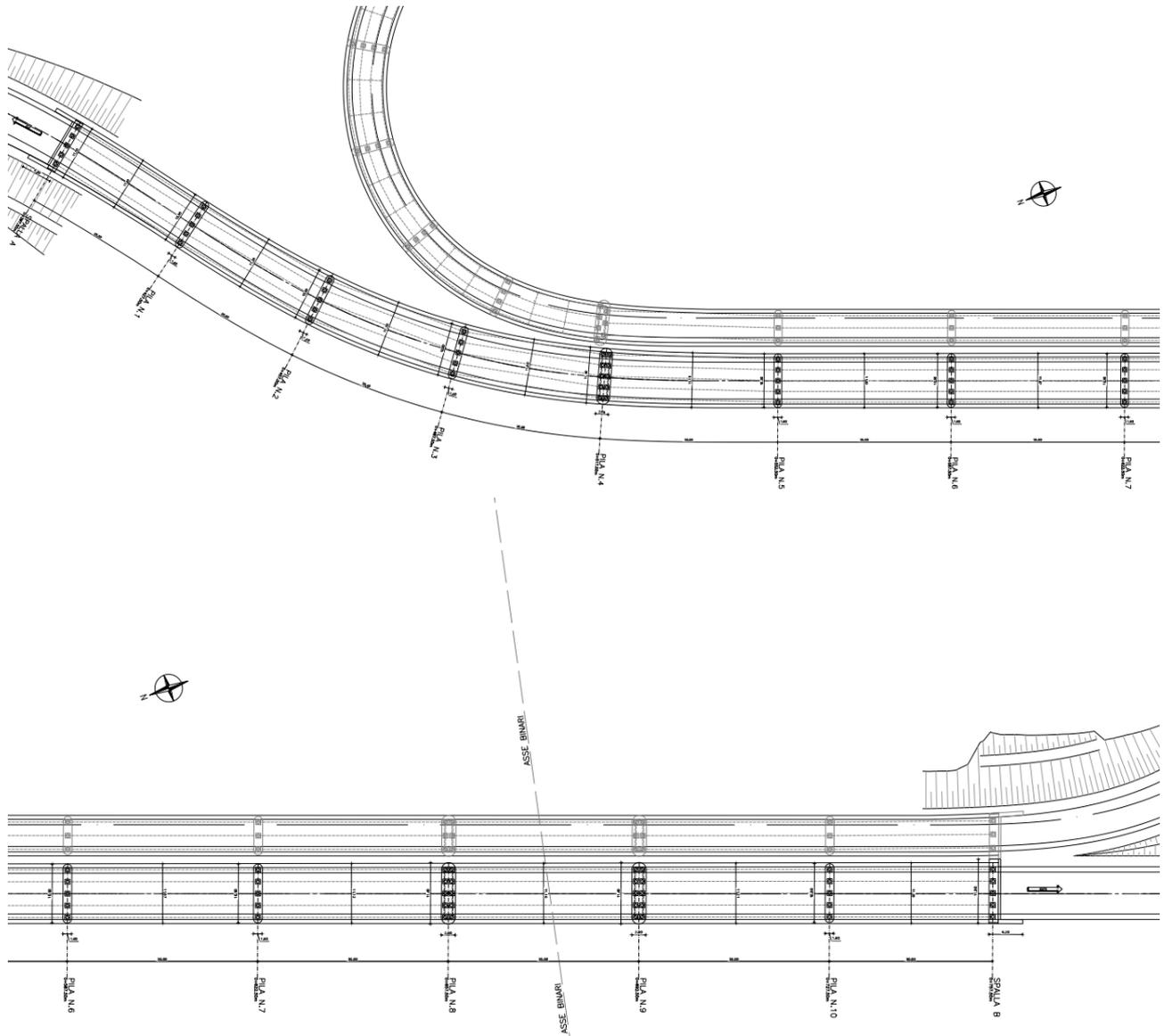


Figura 1.2 Planimetria

PROGETTAZIONE ATI:

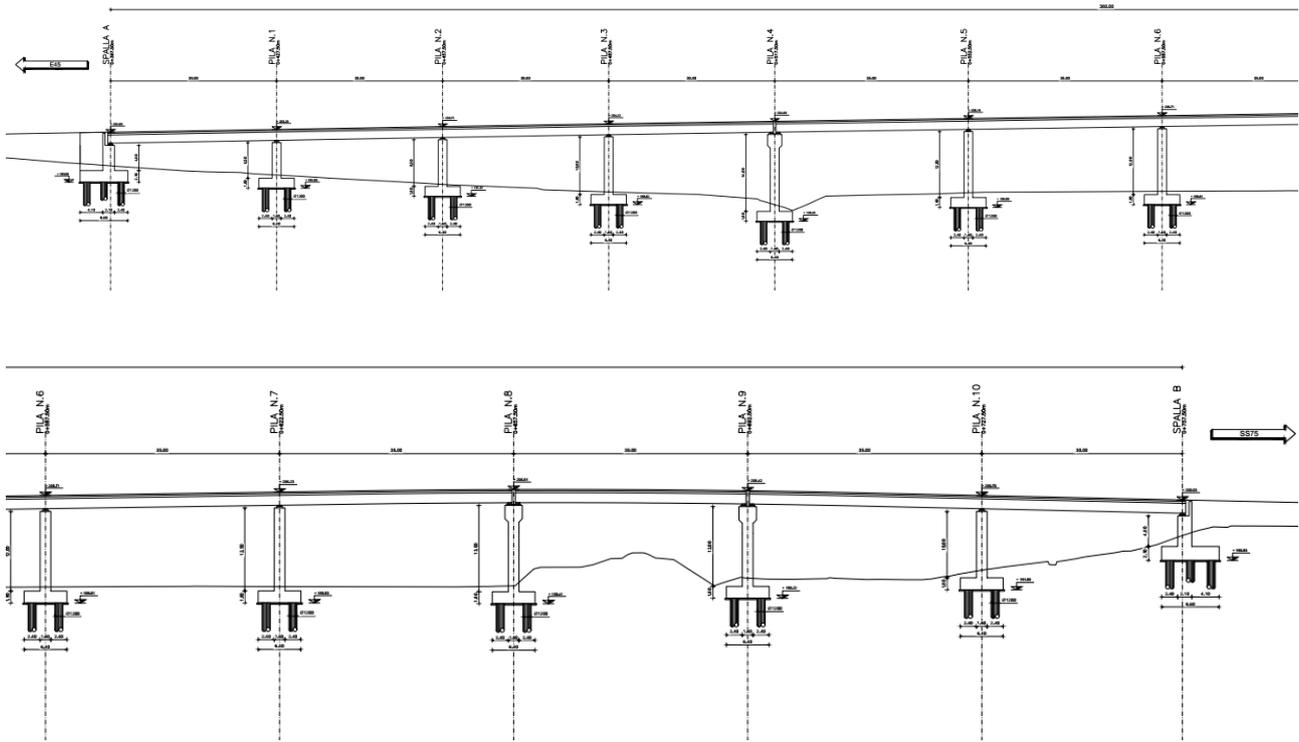


Figura 1.3 Profilo del viadotto

PROGETTAZIONE ATI:

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:

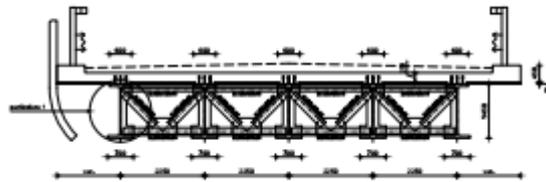
3 DESCRIZIONE DELL'OPERA

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 USCITA SUD OVEST facente parte dello svincolo di Collestrada.

Il ponte, realizzato tramite una struttura mista A-CLS, si compone di tre impalcati continui con luci massime di 35 m con una unica campata in appoggio a cavallo della linea ferroviaria di luce massima 35m per un totale di 11 luci e per una lunghezza complessiva 360 m; lo schema statico è quello di trave continua, realizzato tramite 5 travi, 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 200x200x24 (correnti inferiori) - 200x200x20 (diagonali) - 120x120x10 (correnti superiori).

La soletta in c.a. ha uno spessore pari a 250 mm e una estensione complessiva pari a 11000 mm; lo schema seguente ne riporta la geometria trasversale:



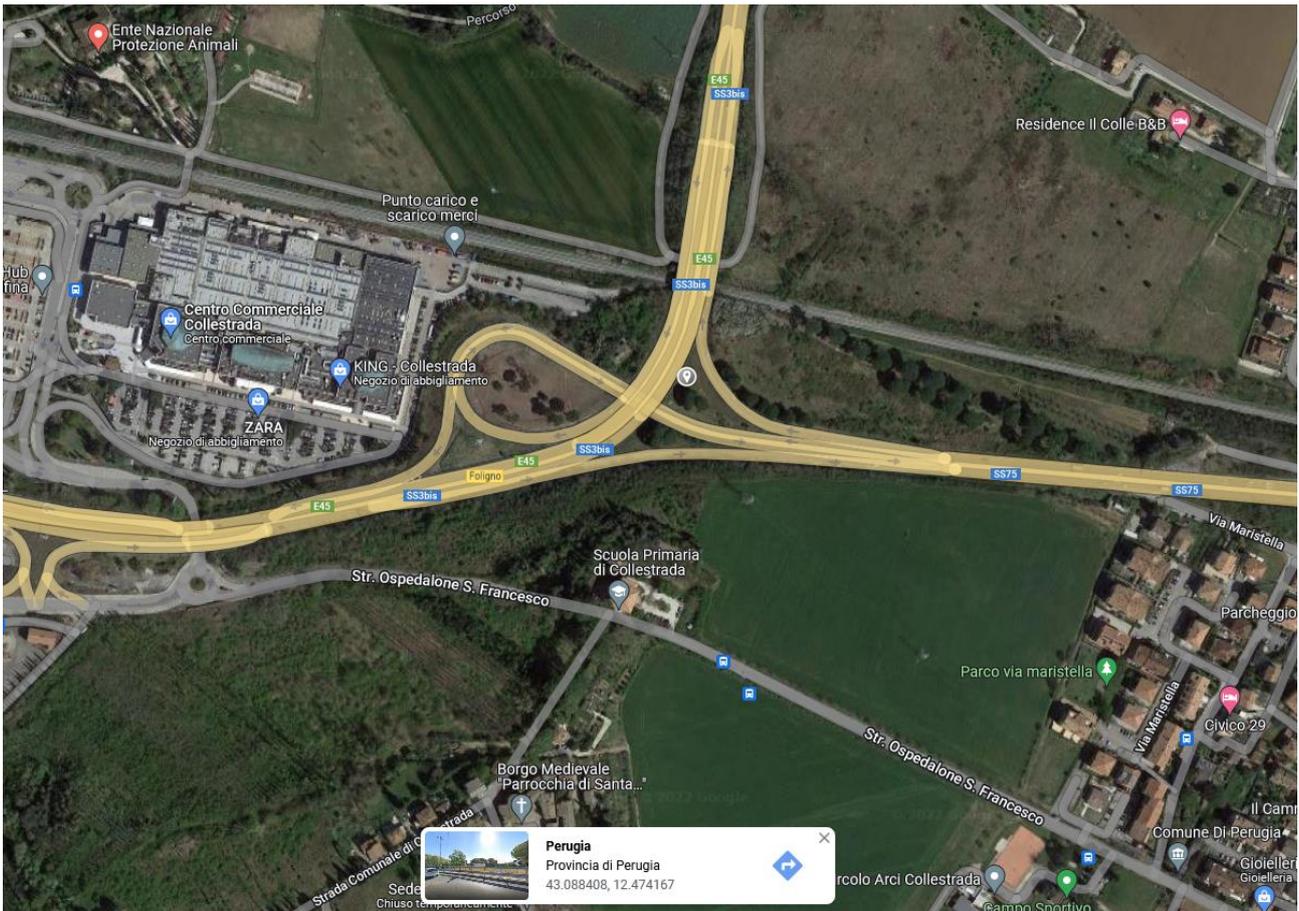
Caratteristiche geometriche delle travi

- Passo 2200 mm (app.superiori)
- Altezza 1450 mm
- L_{ALI_INF} 700 mm
- L_{ALI_SUP} 600 mm
- t_{anima} 35 mm
- $t_{ali,inf}$ 70 mm
- $t_{ali,sup}$ 70 mm
- $p_{trasversi}$ 5000 mm (passo dei trasversi)

PROGETTAZIONE ATI:

Caratteristiche geometriche della piattaforma

- L_{,piattaforma} 11000 mm
- N° corsie 2
- L_{,corsie} 3000 mm
- L_{,banchine} 800 mm
- L_{,cordoli} 1200 mm

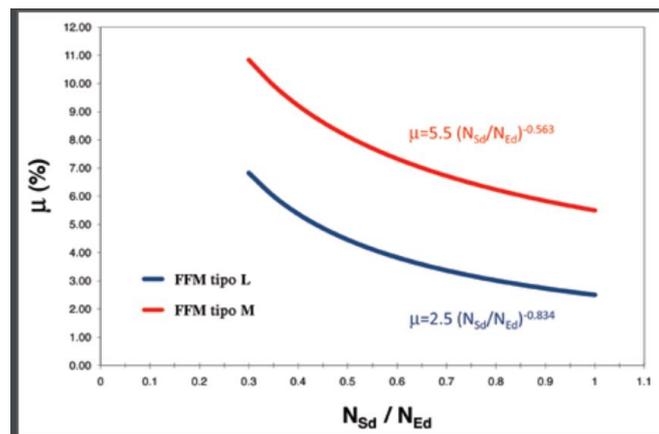


Planimetria di inquadramento

PROGETTAZIONE ATI:

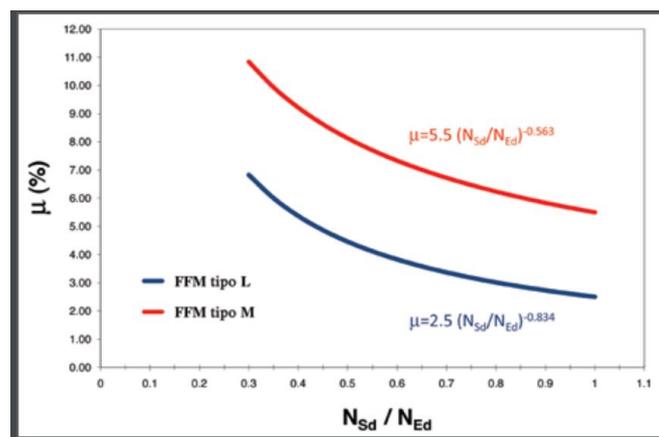
Il viadotto è continuo ed ISOLATO sismicamente per mezzo di isolatori a pendolo a doppia curvatura aventi le seguenti caratteristiche.

PARAMETRI EQUIVALENTI PER ISOLATORI A PENDOLO PILE		
R	3.1 m	Raggio curvatura equivalente
μ	4.54 %	Coeff. attrito (calcolato dal grafico a fianco)
Tipo	2.5	Coeff. che dipende dal tipo di isolatore (vedi curva)
Nsd	3500 kN	Azione quasi permanente (sotto sisma)
Nmax	7150 kN	Azione massima allo SLU sopportabile dall'isolatore
d	170 mm	Spostamento
<p>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:</p> $K_e = N_{sd} \cdot \left(\frac{1}{R} + \frac{\mu}{d} \right)$ $\xi_e = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{1}{\frac{d}{\mu \cdot R} + 1}$		
Ke	2062.926 kN/m	Rigidità equivalente (x modello linearizzato)
ξ_e	28.82 %	Smorzamento equivalente (x modello linearizzato)
Ceq	494.50	Coeff. di smorzamento equivalente
<p>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:</p> $T_e = 2\pi \sqrt{\frac{1}{g \cdot \left(\frac{1}{R} + \frac{\mu}{d} \right)}}$		
Te	2.612989 sec	

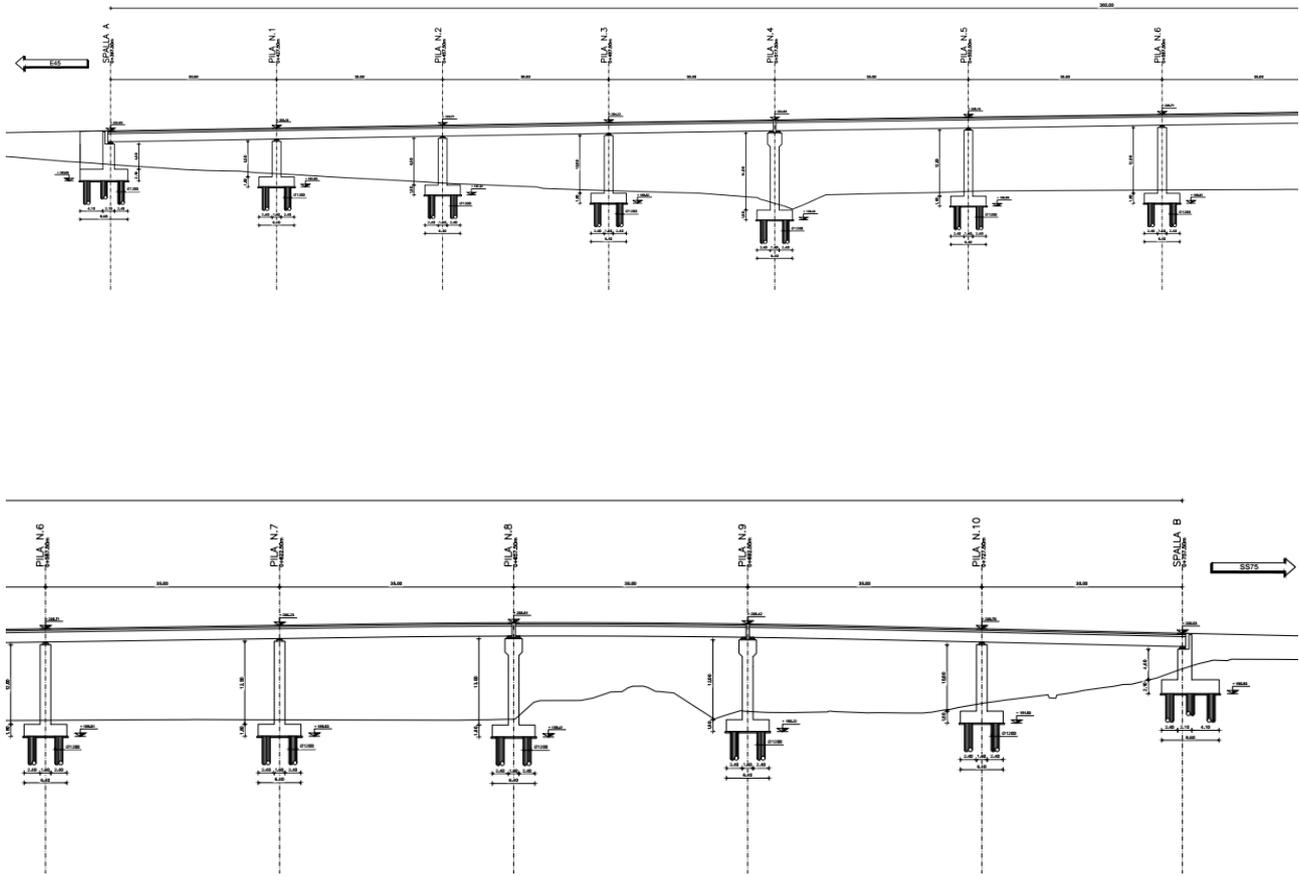


PROGETTAZIONE ATI:

PARAMETRI EQUIVALENTI PER ISOLATORI A PENDOLO SPALLE		
R	3.1 m	Raggio curvatura equivalente
μ	4.22 %	Coeff. attrito (calcolato dal grafico a fianco)
Tipo	2.5	Coeff. che dipende dal tipo di isolatore (vedi curva)
Nsd	1600 kN	Azione quasi permanente (sotto sisma)
Nmax	3000 kN	Azione massima allo SLU sopportabile dall'isolatore
d	170 mm	Spostamento
<p>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:</p> $K_e = N_{sd} \cdot \left(\frac{1}{R} + \frac{\mu}{d} \right) \quad \xi_e = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{1}{\frac{d}{\mu \cdot R} + 1}$		
Ke	913.5897 kN/m	Rigidità equivalente (x modello linearizzato)
ξ_e	27.70 %	Smorzamento equivalente (x modello linearizzato)
Ceq	213.82	Coeff. di smorzamento equivalente
<p>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:</p> $T_e = 2\pi \sqrt{\frac{1}{g \cdot \left(\frac{1}{R} + \frac{\mu}{d} \right)}}$		
Te	2.654788 sec	
<p>Invece, il periodo associato alla rigidità di richiamo K_r è lo stesso di un pendolo semplice di lunghezza R:</p> $T = 2\pi \sqrt{\frac{R}{g}}$		



PROGETTAZIONE ATI:



Profilo del viadotto

PROGETTAZIONE ATI:

4 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

PROGETTAZIONE ATI:

[16]	UNI EN 1997-1	Geotechnical design - General rules
[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]	RFIDTCSIPSMAlFS001C	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:

5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

5.1 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.

BAGGIOLI:

CLASSE DI RESISTENZA	C35/45
CLASSE DI ESPOSIZIONE	XC4+XD1
CLASSE DI CONSISTENZA	S4-S5
RAPPORTO A/C	≤ 0.50
DIAMETRO MAX. INERTI	20mm
SPESSORE COPRIFERRO	45mm

DALLE:

CLASSE DI RESISTENZA	C35/45
CLASSE DI ESPOSIZIONE	XC4+XD3
CLASSE DI CONSISTENZA	S4-S5
RAPPORTO A/C	≤ 0.45
DIAMETRO MAX. INERTI	20mm
SPESSORE COPRIFERRO	35mm

SOLETTA E CORDOLI:

CLASSE DI RESISTENZA	C35/45
CLASSE DI ESPOSIZIONE	XC4+XD3
CLASSE DI CONSISTENZA	S4-S5
RAPPORTO A/C	≤ 0.45
DIAMETRO MAX. INERTI	20mm
SPESSORE COPRIFERRO	
soletta	35mm
cordoli	45mm

PROGETTAZIONE ATI:

ELEVAZIONE PILE, SPALLE E MURI D'ALA:

CLASSE DI RESISTENZA	C35/45
CLASSE DI ESPOSIZIONE	XC4+XD1
CLASSE DI CONSISTENZA	S4-S5
RAPPORTO A/C	≤ 0.50
DIAMETRO MAX. INERTI	20mm
SPESSORE COPRIFERRO	40mm

FONDAZIONI:

CLASSE DI RESISTENZA	C35/45
CLASSE DI ESPOSIZIONE	XC2+XA2
CLASSE DI CONSISTENZA	S4-S5
RAPPORTO A/C	≤ 0.55
DIAMETRO MAX. INERTI	20mm
SPESSORE COPRIFERRO	40mm

PALI:

CLASSE DI RESISTENZA	C30/37
CLASSE DI ESPOSIZIONE	XC2+XA2
CLASSE DI CONSISTENZA	S5
RAPPORTO A/C	≤ 0.55
DIAMETRO MAX. INERTI	20mm
SPESSORE COPRIFERRO	75mm

CLS MAGRO PER LIVELLAMENTO:

CLASSE DI RESISTENZA	C12/15
CLASSE DI ESPOSIZIONE	X0

PROGETTAZIONE ATI:

5.1 Acciaio

ACCIAIO PER C.A.:

CLASSE B450C

ACCIAIO DA CARPENTERIA:

- ACCIAIO CORTEN S355 J2W (EN 10025-5)

UNIONI BULLONATE:

- PIOLI ELETTROSALDATI NELSON S235 J2G3+C450 (EN ISO 13918)
- VITI CLASSE 10.9 (UNI EN ISO 898/1)
- DADI CLASSE 8G (UNI EN 898/2)
- ROSETTE ACCIAIO C50 (EN10083/2)
- PIASTRINE ACCIAIO C50 (EN10083/2)

UNIONI SALDATE:

- SALDATURE IN ACCORDO CON ISTRUZIONE FS 44/S LEGAMI COSTITUTIVI

PROGETTAZIONE ATI:

6 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, arredo 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:

7 AZIONI AGENTI

7.1 Carichi permanenti – pesi propri

Il calcolo dei pesi DEAD della carpenteria metallica è effettuato in automatico dal solutore SAP 2000 imponendo un valore di densità pari a 78.50 KN/mc per l'acciaio e 25 KN/mc per il c.a:

Pesi propri G1				
TIPO D CARICO	H	γ	Gk	Note
	(m)	(KN/mc)	(KN/mq)	
Soletta	0.30	25.00	7.50	Si applica all'intero impalcato
Predalles	0.05	25.00	1.25	Si applica all'intero impalcato
Pesi propri portati G2				
TIPO D CARICO	H	γ	Gk	Note
	(m)	(KN/mc)	(KN/mq - KN/m)	
Pavimentazione	0.08	24.00	1.92	Si applica solo alla carreggiata
Massetto pendenze	0.07000	21.00	1.47	Si applica solo alla carreggiata
Cordolo (n° 2)	0.18	25.00	4.50	Si applica solo alle fasce laterali larghe 120 cm
Veletta	0.12	25.00	3.00	Si applica solo agli estremi dell'impalcato, su ambo i lati
Sicurvia (n° 2)	-	4.00	4.00	Si applica a 90 cm dall'estremo dell'imp., su ambo i lati
Rete antiproiezione (n° 2)	2.00	0.25	1.00	Si applica A 20 cm dall'estremo dell'imp., su ambo i lati

7.2 Ritiro

La procedura per il calcolo del ritiro è descritta al par. 11.2.10.6 delle NTC18:

11.2.10.6 RITIRO

La deformazione assiale per ritiro del calcestruzzo può essere determinata a mezzo di apposite prove, da eseguirsi secondo la norma UNI 11307:2008.

In sede di progettazione strutturale, e quando non si ricorra ad additivi speciali, il ritiro del calcestruzzo può essere valutato sulla base delle indicazioni di seguito fornite.

La deformazione totale da ritiro si può esprimere come:

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca} \quad [11.2.6]$$

dove:

- ϵ_{cs} è la deformazione totale per ritiro
- ϵ_{cd} è la deformazione per ritiro da essiccamento
- ϵ_{ca} è la deformazione per ritiro autogeno.

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro da essiccamento:

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h \varepsilon_{c0} \quad [11.2.7]$$

può essere valutato mediante i valori delle seguenti Tabelle 11.2.Va ed 11.2.Vb in funzione della resistenza caratteristica a compressione, dell'umidità relativa e del parametro h_0 :

Tab. 11.2.Va – Valori di ε_{c0}

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

Tab. 11.2.Vb – Valori di k_h

h_0 (mm)	k_h
100	1,00
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

Per valori intermedi dei parametri indicati è consentita l'interpolazione lineare. Lo sviluppo nel tempo della deformazione ε_{cd} può essere valutato come:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t - t_s) \cdot \varepsilon_{cd,\infty} \quad [11.2.8]$$

dove la funzione di sviluppo temporale assume la forma

$$\beta_{ds}(t-t_s) = (t-t_s) / [(t-t_s)+0,04 h_0^{3/2}] \quad [11.2.9]$$

in cui:

t è l'età del calcestruzzo nel momento considerato (in giorni)

t_s è l'età del calcestruzzo a partire dalla quale si considera l'effetto del ritiro da essiccamento (normalmente il termine della maturazione, espresso in giorni).

h_0 è la dimensione fittizia (in mm) pari al rapporto $2A_c / u$

A_c è l'area della sezione in calcestruzzo

u è il perimetro della sezione in calcestruzzo esposto all'aria.

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno $\varepsilon_{ca,\infty}$ può essere valutato mediante l'espressione:

$$\varepsilon_{ca,\infty} = -2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad [11.2.10]$$

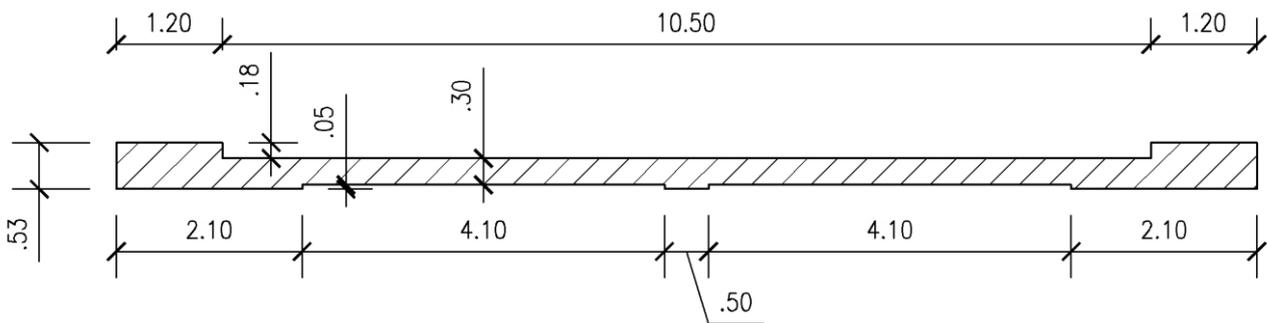
con f_{ck} in N/mm².

UMIDITA' RELATIVA		
PUNTO 1		
X	Y	
20	-0.3	
PUNTO INTERP.		
X	Y	
35	-0.255	
PUNTO 2		
X	Y	
40	-0.24	

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

Ur = 80% → valore interpolato $\square_{c0} = -0.255\%$

PROGETTAZIONE ATI:



Kh	
PUNTO 1	
X	Y
300	0.75
PUNTO INTERP.	
X	Y
490.0	0.703
PUNTO 2	
X	Y
500	0.7

h_0 (mm)	k_h
100	1,00
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

$$h_0 = 2Ac/u = 2 \cdot 45371 / 2742 = 49.0 \text{ cm} = 490 \text{ mm} \rightarrow k_h = 0.703$$

Nota_1:

La superficie di calcestruzzo soggetta a ritiro è quella a meno delle predalles

Nota_2

Il perimetro u è quello superiore direttamente a contatto con l'atmosfera

La deformazione causata dal ritiro per essiccamento a tempo infinito ammonta a:

$$\epsilon_{cd,\infty} = k_h \cdot \epsilon_{c0} = -0.703 \cdot 0.255\text{‰} = -0.179\text{‰}$$

La deformazione causata dal ritiro per ritiro autogeno a tempo infinito ammonta a:

$$\epsilon_{ca,\infty} = -2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 1E-6 = -2.5 \cdot (35 - 10) \cdot 1E-6 = -0.0625\text{‰}$$

→ la deformazione totale da ritiro a tempo infinito vale

$$\epsilon_{cs,\infty} = \epsilon_{ca,\infty} + \epsilon_{cd,\infty} = -0.0625\text{‰} - 0.179\text{‰} = -0.242\text{‰}$$

Per l'implementazione nel modello SAP2000 è possibile imporre questa deformazione tramite una variazione di temperatura equivalente:

$$\Delta T_{equ} = \epsilon_{cs,\infty} / \alpha_{cls} = -0.242 \text{ [‰]} / 10E-5 \text{ [1/°C]} = -24.16^\circ \text{ C} \quad (\text{gradiente uniforme alla soletta pari a } -24^\circ \text{ C}).$$

PROGETTAZIONE ATI:

In alternativa è possibile applicare sulla travata una forza di compressione ed un momento positivo; nel calcolo delle tensioni occorrerà poi tener conto anche della tensione di trazione che la soletta subisce (N_{cs}/A_c), come meglio specificato di seguito.

Si possono distinguere i seguenti tipi di effetti da ritiro :

Ritiro primario

Effetti del ritiro su trave isostatica (o iperstatica in cui non è considerata la compatibilità delle deformazioni)

Ritiro secondario

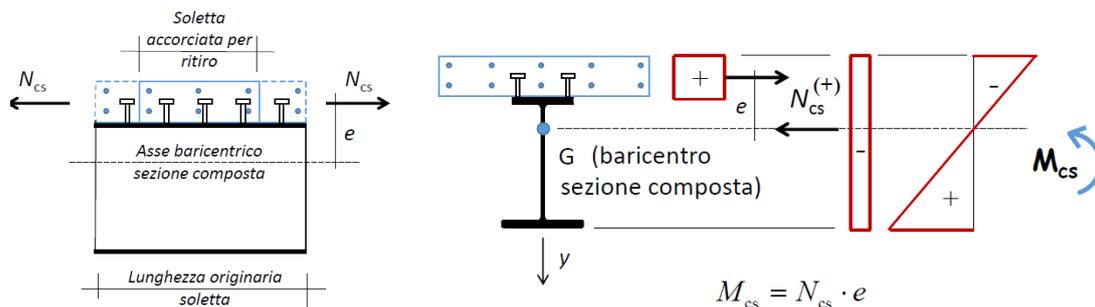
Effetti aggiuntivi in strutture iperstatiche conseguenti al ripristino della congruenza

Per restituire alla soletta la lunghezza che aveva prima del ritiro, occorre applicare al calcestruzzo una tensione di trazione pari a :

$$\sigma = \varepsilon_{cs} E_a / n_L$$

e quindi uno sforzo normale pari a

$$N_{cs} = \sigma \cdot A$$



Per poter riequilibrare il sistema, occorrerà applicare uno sforzo di compressione sull'intera sezione composta di intensità pari ad N_{cs} ed un momento flettente positivo M_{cs} .

Nota: il ritiro primario può essere trascurato nelle regioni dove la soletta è assunta fessurata. EC4 parte 1.1 -6.2.1.5

Tensione nel calcestruzzo

$$\sigma_c = + \frac{N_{cs}}{A_c} - \frac{N_{cs}^{(+)}}{A_{id} \cdot n_L} + \frac{M_{cs}}{I_{id} \cdot n_L} y$$

Tensione nell'acciaio

$$\sigma_s = - \frac{N_{cs}}{A_{id}} + \frac{M_{cs}}{I_{id}} y$$

Gli effetti secondari da ritiro sono quelli che, in strutture iperstatiche, servono a ripristinare la congruenza violata nel calcolo degli effetti primari.

PROGETTAZIONE ATI:

Un modo semplice per calcolare gli effetti secondari prevede l'applicazione di una variazione di temperatura equivalente, lineare nello spessore della trave.

$$\frac{M_{cs}}{E_a I_1} = \frac{\alpha_T \Delta T_{MP}}{h} \Rightarrow \Delta T_{MP} = \frac{M_{cs}}{E_a I_1} \cdot \frac{h}{\alpha_T}$$

dove :

h altezza totale della trave
I₁ momento d'inerzia della sezione composta
α_T coefficiente d'espansione termica dell'acciaio

Nota: la variazione termica può essere trascurata in regioni dove la soletta è assunta fessurata
EC4 5.4.2.2

Calcolando tali termini per la trave oggetto di studio si ha:

$$\sigma_{r} = \varepsilon_{cs} * E_c / (1 + \Phi) = 0.24\% * 34625 / (1 + 1.84) = 2.95 \text{ MPa}$$

$$N_r = A_c \times \sigma_r = 4537100 * 2.95 = - 13382.3 \text{ KN (compr.)}$$

$$M_r = F \times e = 13382 \times (922 - 0.175) = 9992 \text{ KNm}$$

Tenuto conto del numero di travi pari a 3 si ha:

$$F_{r,tr} = -13382/3 = -5353 \text{ KN (compr.)}$$

$$M_{r,tr} = 9992/3 = 3331 \text{ KNm}$$

Nota_1:

il ritiro è un carico del tipo G_{2k} (γ=1.20 – Tab. 5.1.V NTC18)

Nota_2:

i valori di N_{rit} e M_{rit} indicati in tabella sono caratteristici, per cui vanno affetti dal coeff. 1.2;
il valore della tensione σ_{rit} è già affetto dal coeff.moltip. 1.2 poiché tale valor va combinato con i dati di output del solutore.

SOLLECITAZ. RITIRO		
N _{rit,soletta}	σ _{ritiro_slu}	SOLL._SAP
(N)	(Mpa)	N _{rit. (compr.)}
Forza di ritiro eccentrica (soletta)	Tens. traz. nella soletta (connettori)	-4460.8 KN/Trave
5.353E+06	3.54	M _{rit.(M. posit.)}
		3330.6 KNm/Trave

Il foglio di calcolo riporta correttamente in automatico i valori calcolati a lato

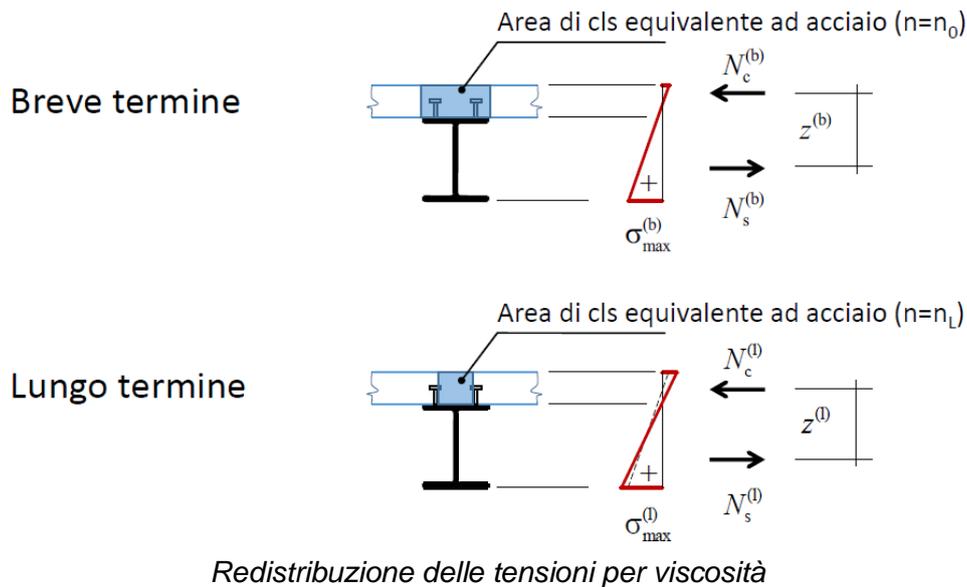
7.3 Viscosità

Nelle travi isostatiche (appoggiate-appoggiate), la riduzione di rigidità dovuta alla viscosità ha luogo in tutta la lunghezza della trave.

Pertanto, nelle travi isostatiche (appoggiate-appoggiate), la viscosità provoca :

PROGETTAZIONE ATI:

- Incremento di inflessioni
- Nessun cambiamento nei diagrammi dei momenti flettenti e dei tagli
- Redistribuzione delle tensioni nelle sezioni, con aumento delle tensioni dell'acciaio e riduzione di quelle del calcestruzzo.



Nelle travi iperstatiche, la riduzione di rigidità dovuta alla viscosità ha luogo solo nelle zone non fessurate (ovvero in campata). Ciò significa che la rigidità flessionale delle zone di appoggio aumenta in relazione a quella delle zone di campata.

Pertanto, nelle travi iperstatiche, la viscosità provoca :

- Incremento di inflessioni
- Modifica dei diagrammi dei momenti flettenti con aumento all'appoggio e riduzione in campata
- Forze di scorrimento all'interfaccia calcestruzzo-acciaio
- Redistribuzione delle tensioni nelle sezioni con momento flettente positivo, con aumento delle tensioni dell'acciaio e riduzione di quelle del calcestruzzo.

L'effetto della viscosità è tenuto in considerazione andando a considerare un modulo elastico del calcestruzzo diversificato fra breve e lungo termine;

$E_{cls,BT} \rightarrow$ effetti dei carichi variabili
 $E_{cls,LT} \rightarrow$ calcolo delle sollecitazioni e deformazioni dovute ai carichi permanenti

PROGETTAZIONE ATI:

11.2.10.7 VISCOSITÀ

In sede di progettazione, se la tensione di compressione del calcestruzzo, al tempo $t_0 = j$ di messa in carico, non è superiore a $0,45 \cdot f_{ck}$, il coefficiente di viscosità $\phi(\infty, t_0)$, a tempo infinito, a meno di valutazioni più precise (per es. § 3.1.4 di UNI EN 1992-1-1:2005), può essere dedotto dalle seguenti Tabelle 11.2.VI e 11.2.VII dove h_0 è la dimensione fittizia definita in § 11.2.10.6:

Tab. 11.2.VI – Valori di $\phi(\infty, t_0)$. Atmosfera con umidità relativa di circa il 75%

t_0	$h_0 \leq 75 \text{ mm}$	$h_0 = 150 \text{ mm}$	$h_0 = 300 \text{ mm}$	$h_0 \geq 600 \text{ mm}$
3 giorni	3,5	3,2	3,0	2,8
7 giorni	2,9	2,7	2,5	2,3
15 giorni	2,6	2,4	2,2	2,1
30 giorni	2,3	2,1	1,9	1,8
≥ 60 giorni	2,0	1,8	1,7	1,6

Tab. 11.2.VII - Valori di $\phi(\infty, t_0)$. Atmosfera con umidità relativa di circa il 55%

t_0	$h_0 \leq 75 \text{ mm}$	$h_0 = 150 \text{ mm}$	$h_0 = 300 \text{ mm}$	$h_0 \geq 600 \text{ mm}$
3 giorni	4,5	4,0	3,6	3,3
7 giorni	3,7	3,3	3,0	2,8
15 giorni	3,3	3,0	2,7	2,5
30 giorni	2,9	2,6	2,3	2,2
≥ 60 giorni	2,5	2,3	2,1	1,9

La normativa fornisce dei valori tabellati della funzione di viscosità per il tempo in giorni t_0 e per il valore h_0 trovato in precedenza.

Per $h_0 = 501.7 \text{ mm}$ $t_0 = 30 \text{ gg}$ si procede attraverso interpolazione lineare:

$$\Phi_t(\infty, t_0) = 1.84$$

Il modulo di elasticità della soletta è dato da:

$$E_{ct} = E_c / [1 + \Phi_t(\infty, t_0)] = E_c / 2.83$$

FASE	MODULO ELASTICO ACCIAIO	MODULO ELASTICO CLS	COEFFICIENTE DI OMOGENIZZAZIONE
BREVE TERMINE	$E_s = 210.00 \text{ GPa}$	$E_c = 34.63 \text{ GPa}$	$N_{bt} = E_s/E_c = 6.06$
LUNGO TERMINE	$E_s = 210.00 \text{ GPa}$	$E_c = 12.21 \text{ GPa}$	$N_{lt} = E_s/E_c = 17.20$

7.4 Carichi variabili

Le azioni variabili agenti sull'impalcato sono dovute alla neve, al vento, alle variazioni di temperatura e al traffico (trattato separatamente come combinazione di vari schemi in condizioni caratteristiche o frequenti secondo le indicazioni di cui alla tabella 5.1.IV)

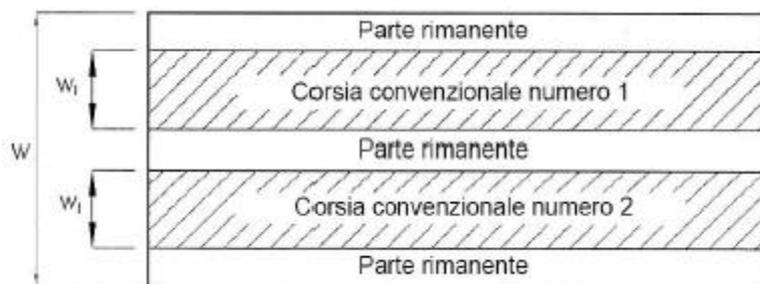
1.1.1. CARICHI DA TRAFFICO Q1

In assenza di spartitraffico (mobile o fisso), la sede stradale occupa tutta la larghezza dell'impalcato, largo 10.50 m

La tabella 5.1.I NTC18 riporta la definizione di corsie convenzionali:

Tab. 5.1.I - Numero e larghezza delle corsie

Larghezza della superficie carrabile "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40$ m	$n_i = 1$	3,00	$(w-3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0$ m	$n_i = 2$	w/2	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_i = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_i)$



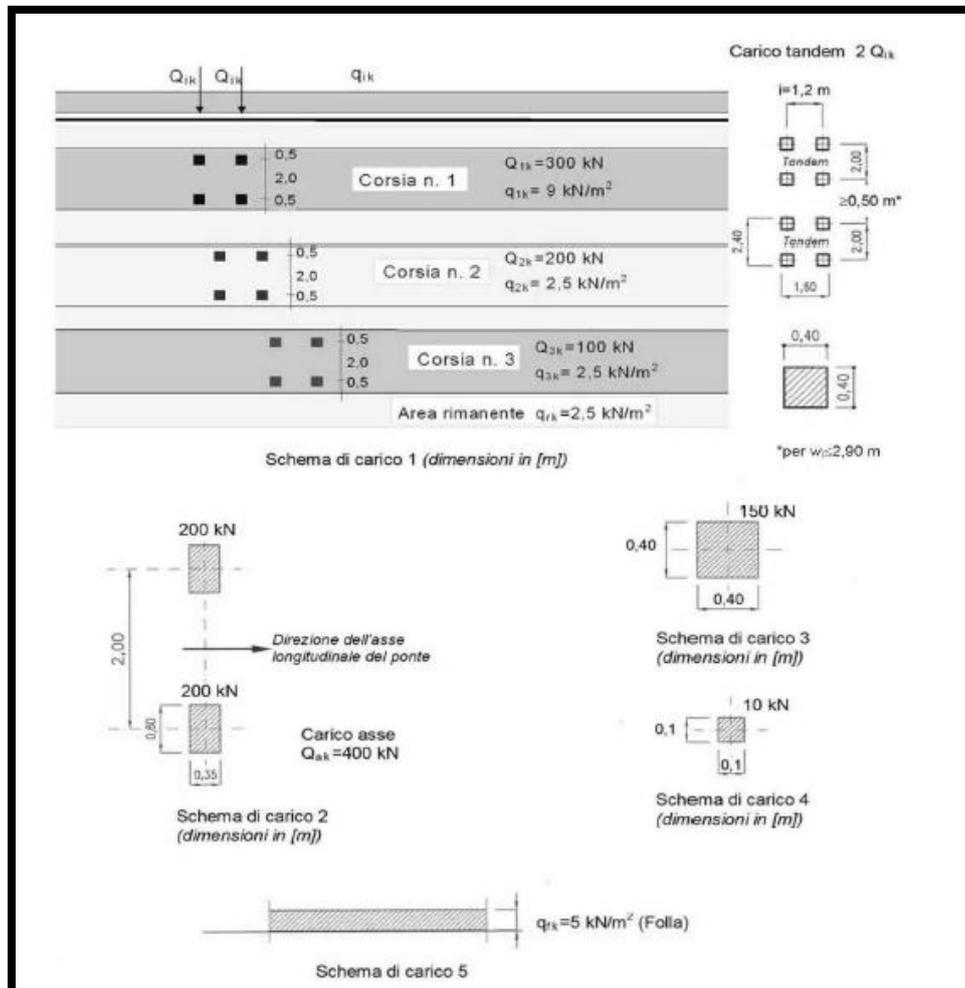
- Numero di corsie: $n_i = \text{Int}(w/3) = 10.50/3 = 3$
- Larghezza zona rimanente = 1.50

Le corsie devono essere posizionate in modo tale da ottenere gli effetti più sfavorevoli secondo gli schemi di cui al par. 5.1.3.3.3 NTC18

5.1.3.3.3 Schemi di Carico

Le azioni variabili del traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono definite dai seguenti Schemi di Carico:

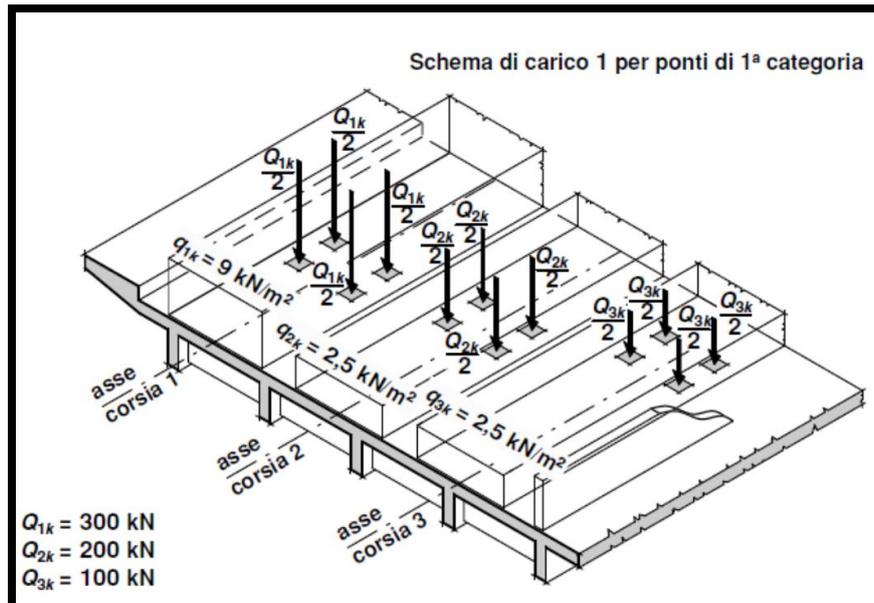
- Schema di Carico 1:** è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato in Fig. 5.1.2. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.
- Schema di Carico 2:** è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m, come mostrato in Fig. 5.1.2. Questo schema va considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa ed è da assumere a riferimento solo per verifiche locali. Qualora sia più gravoso si considererà il peso di una singola ruota di 200 kN.
- Schema di Carico 3:** è costituito da un carico isolato da 150 kN con impronta quadrata di lato 0,40 m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi non protetti da sicurezza.
- Schema di Carico 4:** è costituito da un carico isolato da 10 kN con impronta quadrata di lato 0,10 m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi protetti da sicurezza e sulle passerelle pedonali.
- Schema di Carico 5:** costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/m². Il valore di combinazione è invece di 2,5 kN/m². Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza, inclusa l'area dello spartitraffico centrale, ove rilevante.



PROGETTAZIONE ATI:

Tab. 5.1.II - Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50



L'applicazione dei carichi da traffico avviene a mezzo di elementi frames di rigidità trascurabile sui quali vengono imposte le corsie poste in posizione tale da massimizzare gli effetti tramite il comando SAP Moving Load.

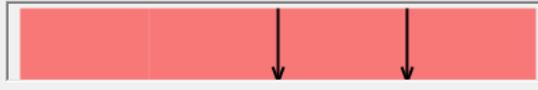
Le schermate seguenti riportano le tre corsie di carico variamente utilizzate nelle combinazioni di carico (tutte le corsie caricate per le massime reazioni agli appoggi; caricate le due corsie più estreme per i massimi valori delle CDS sulla trave di bordo).

Nota:

le sollecitazioni di progetto sono derivate dalla combinazione involuppo max e involuppo min fra tutte le combinazioni di carico.

PROGETTAZIONE ATI:

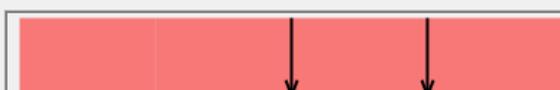
Vehicle name: TRAFFICO_1 Units: KN, m, C

Load Elevation: 

Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Axle Load
Leading Load	Infinite		27.	0.
Leading Load	Infinite		27.	0.
Fixed Length	1.2		27.	300.
Variable Length	1.2	1.2	27.	300.
Trailing Load	Infinite		27.	

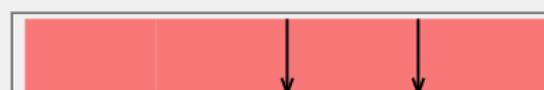
Vehicle name: TRAFFICO_2 Units: KN, m, C

Load Elevation: 

Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Axle Load
Leading Load	Infinite		7.5	0.
Leading Load	Infinite		7.5	0.
Fixed Length	1.2		7.5	200.
Variable Length	1.2	1.2	7.5	200.
Trailing Load	Infinite		7.5	

Vehicle name: TRAFFICO_3 Units: KN, m, C

Load Elevation: 

Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Axle Load
Leading Load	Infinite		7.5	0.
Leading Load	Infinite		7.5	0.
Fixed Length	1.2		7.5	100.
Variable Length	1.2	1.2	7.5	100.
Trailing Load	Infinite		7.5	

PROGETTAZIONE ATI:

1.1.2. EFFETTI GLOBALI - COURBON

Il metodo di Courbon consente di ottenere con buona approssimazione la distribuzione dei carichi sugli elementi resistenti in modo speditivo; ciò consente di individuare sotto certe ipotesi (*) la posizione trasversale delle corsie convenzionali tale da determinare la maggiore sollecitazione sulla trave oggetto di verifica (trave esterna).

(*)

- *impalcato infinitamente rigido in direzione trasversale (hp molto approssimata);*
- *ugual rigidità delle travi (hp accettabile);*
- *impalcato libero di deformarsi torsionalmente in maniera analoga in tutti i punti (hp molto approssimata)*

La procedura, speditiva ma conservativa, consiste nell'analizzare le singole travi come indipendenti (rigidità nulla dei trasversi) quando sottoposte ai carichi permanenti, e assumere una ripartizione detta appunto alla Courbon (infiniti trasversi rigidi) quando sottoposte a carichi variabili:

$$Q_i = F_j/n + F_j * d_j * x_i / \sum x_i^2 \quad \text{dove}$$

- Q_i = azione verticale trasmessa alla trave i dalla colonna di carico F_j
- n = numero di travi
- x_i = distanza della trave i -ma dal baricentro delle travi;
- d_j = distanza della colonna F_j dal baricentro delle travi

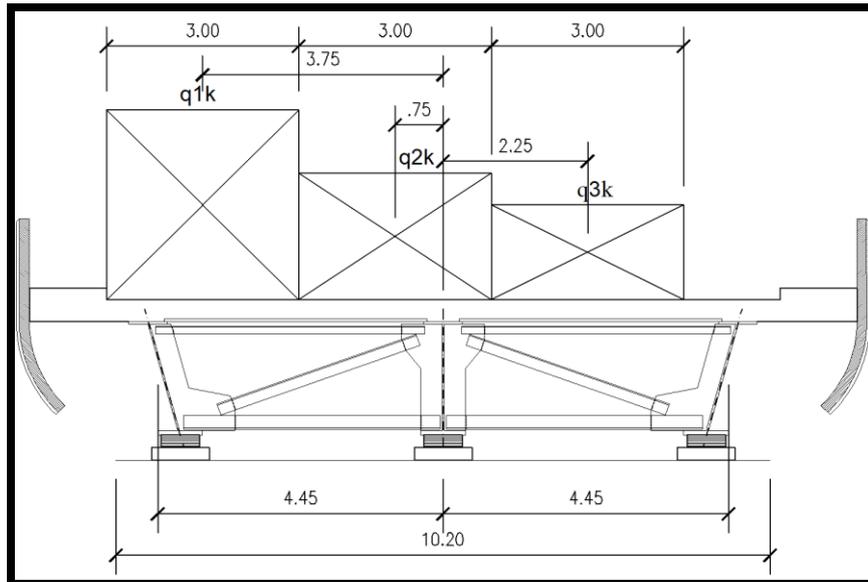
L'espressione può essere scritta:

$$Q_i = F_j * (1/n + d_j * x_i / \sum x_i^2)$$

- il treno di carico F_j trasmette azioni di carico negative sulla trave i se $(1/n + d_j * x_i / \sum x_i^2) < 0$
- $d_j < -\sum x_i^2 / (n * x_i)$
- interasse travi: 4.45 m
- $\sum x_i^2 = 2 * (4.45^2) = 39.605$

Pertanto la terza corsia di carico allevia le sollecitazioni sulla trave di riva sinistra se

$$d_3 < -39.6 / (3 * 4.45) = -2.97$$

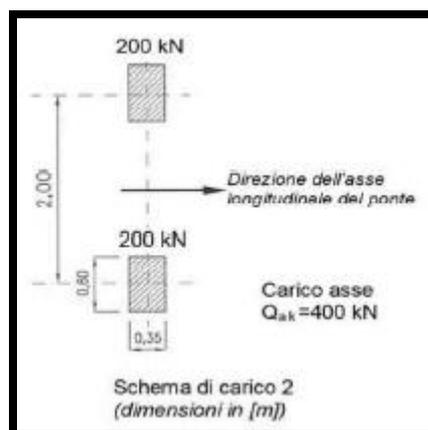


1.1.3. EFFETTI LOCALI

Gli effetti locali sull'impalcato verranno analizzati tramite un modello a trave e uno a shell; gli schemi di carico da utilizzare sono:

SCHEMA DI CARICO 2

è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m, come mostrato in Fig. 5.1.2. Questo schema va considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa ed è da assumere a riferimento solo per verifiche locali. Qualora sia più gravoso si considererà il peso di una singola ruota di 200 kN.



DIFFUSIONE DEI CARICHI (NTC 5.1.3.3.6)

PROGETTAZIONE ATI:

I carichi concentrati da considerarsi ai fini delle verifiche locali ed associati agli Schemi di Carico 1, 2, 3 e 4 si assumono uniformemente distribuiti sulla superficie della rispettiva impronta. La diffusione attraverso la pavimentazione e lo spessore della soletta si considera avvenire secondo un angolo di 45° , fino al piano medio della struttura della soletta sottostante (Fig. 5.1.3.a). Nel caso di piastra ortotropa la diffusione va considerata fino al piano medio della lamiera superiore d'impalcato (Fig. 5.1.3.b).

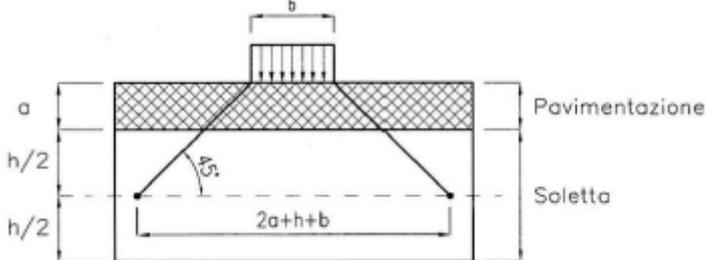


Fig. 5.1.3.a - Diffusione dei carichi concentrati nelle solette

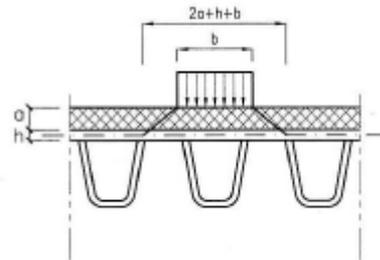


Fig. 5.1.3.b - Diffusione dei carichi concentrati negli impalcati a piastra ortotropa

Impronta schema di carico 1: 40x40

$H_{\text{soletta}} = 30 \text{ cm}$

$H_{\text{pavimentazione}} = 8 \text{ cm}$

→ Impronta in asse soletta = $40 + 2 \cdot 8 + 2 \cdot 30 / 2 = 86 \rightarrow 86 \times 86$

Impronta schema di carico 2: 35x60

$H_{\text{soletta}} = 30 \text{ cm}$

$H_{\text{pavimentazione}} = 8 \text{ cm}$

→ Impronta in asse soletta = $35 + 2 \cdot 8 + 2 \cdot 30 / 2 = 81$

→ Impronta in asse soletta = $60 + 2 \cdot 8 + 2 \cdot 30 / 2 = 106 \rightarrow 81 \times 106$

1.1.4. AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO - INCREMENTO DINAMICO ADDIZIONALE Q2

In prossimità dei giunti di dilatazione, può essere necessario considerare un coefficiente dinamico addizionale q_2 dovuto alla discontinuità strutturale, da valutare in riferimento alla specifica situazione considerata: nel presente caso non ricorre.

1.1.5. AZIONE DI FRENAMENTO O ACCELERAZIONE Q3

Per i ponti di I^a categoria la forza di frenamento o di accelerazione q_3 è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è uguale a:

$$q_3 = \min \{ \max [180 \text{ kN}; 1.2 \cdot Q_1 \text{ k} + 0.1 \cdot q_1 \text{ k} \cdot w_1 \cdot L]; 900 \text{ kN} \}$$

PROGETTAZIONE ATI:

essendo w_i la larghezza della corsia e L la lunghezza della zona caricata. La forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata e include gli effetti di interazione.

$L=300\text{ m}$ (lunghezza della zona caricata)

$q_3 = \min \{ \max [180\text{ kN}; 1170\text{ kN}]; 900\text{ kN} \} = 900\text{ KN}$

Questa azione deve essere applicata al livello della pavimentazione e lungo l'asse della corsia 1 in modo uniformemente distribuito lungo tutta la lunghezza caricata:

→ occorre applicare una azione pari a: $q_{3dist} = q_3/L = 900\text{ kN}/300\text{ m} = 3.0\text{ kN/m}$

PROGETTAZIONE ATI:

1.1.6. AZIONE CENTRIFUGA Q₄

5.1.3.6 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO. AZIONE CENTRIFUGA: q₄

Nei ponti con asse curvo di raggio R (in metri) l'azione centrifuga corrispondente ad ogni colonna di carico si valuta convenzionalmente come indicato in Tab. 5.1.III, essendo $Q_v = \sum_{i=1}^n 2Q_{1k}$ il carico totale dovuto agli assi tandem dello schema di carico 1 agenti sul ponte.

Il carico concentrato q₄ applicato a livello della pavimentazione, agisce in direzione normale all'asse del ponte.

Tab. 5.1.III - Valori caratteristici delle forze centrifughe

Raggio di curvatura [m]	q ₄ [kN]
R < 200	0,2 Q _v
200 ≤ R ≤ 1500	40 Q _v /R
1500 ≤ R	0

Il raggio di curvatura ammonta a circa 1200 m, per cui il carico q₄ vale:

$$40 \cdot 2 \cdot (300 + 200 + 100) / 1200 = 40 \text{ KN}$$

Nei ponti con asse curvo, l'azione centrifuga corrispondente ad ogni colonna di carico si valuta in funzione di $Q_v = \sum 2Q_{1k}$.

Il carico è applicato a livello della pavimentazione ed agisce in direzione normale all'asse del ponte. La forza è concentrata in una qualunque sezione trasversale dell'impalcato.

Raggio di curvatura R (m)	Q ₄ (kN)
R < 200	0.2 Q _v
200 ≤ R ≤ 1500	40 Q _v /R
R ≥ 1500	0

Q_v = $\sum 2Q_{1k}$ = carico totale degli assi tandem dello schema di carico 1

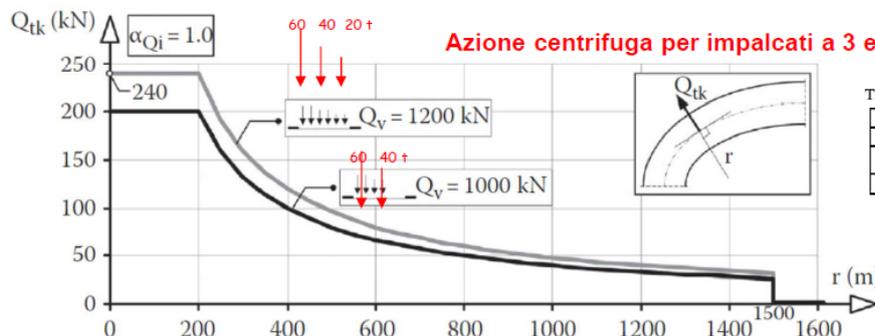
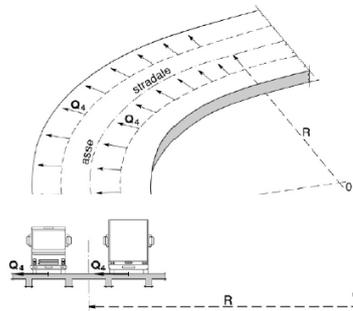


Tabella 5.1.III - Valori caratteristici delle forze centrifughe

Raggio di curvatura [m]	Q ₄ [kN]
R < 200	0,2 Q _v
200 ≤ R ≤ 1500	40 Q _v /R
1500 ≤ R	0

PROGETTAZIONE ATI:

1.1.7. AZIONE DEL VENTO E DELLA NEVE Q5

AZIONE DEL VENTO

La distribuzione della pressione esercitata dal vento sulla superficie dell'impalcato viene calcolata secondo le indicazioni del cap. 5.1.3.7 delle NTC18, che prescrivono quanto segue:

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

Il calcolo della pressione del vento viene condotto in ottemperanza al cap. 3.3.4 delle NTC18; dal calcolo risulta una pressione del vento pari a **1.19 KN/mq**

CLASSE D'USO	Cu	Vn	Vr
III	1,5	50	75

Tab. 3.2.I – Probabilità di superamento P_{V_R} in funzione dello stato limite considerato

Stati Limite	P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Pvr	Tr
10,0%	712

3) Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
3	27	500	0,37
a_s (altitudine sul livello del mare [m])			565
T_R (Tempo di ritorno)			712
$v_b = v_{b,0} \cdot c_a \quad c_a = 1 \text{ per } a_s \leq a_0$			
$c_a = 1 + k_s (a_s/a_0 - 1) \text{ per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$			
$c_a = 1,0481$		v_b [m/s] = 28,299	
$v_r = v_b \cdot c_r \quad c_r = 0,75 \cdot \{1 - 0,2 \cdot \ln[-\ln(1 - 1/T_r)]\}^{0,5}$			
$c_r = 1,14076$		v_r [m/s] = 32,282	

p (pressione del vento [N/mq]) = $q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$
q_r (pressione cinetica di riferimento [N/mq])
c_e (coefficiente di esposizione)
c_p (coefficiente di pressione)
c_d (coefficiente dinamico)

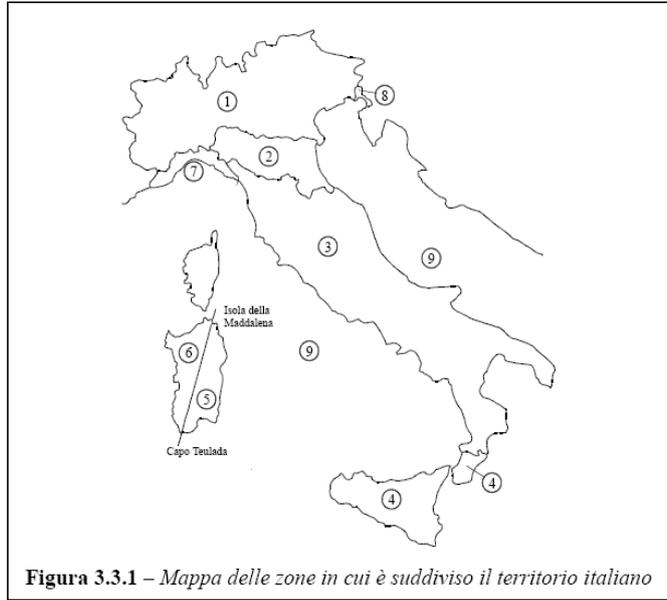


Figura 3.3.1 – Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

Pressione cinetica di riferimento

$$q_r = 1/2 \cdot \rho \cdot v_r^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/mc})$$

q_r [N/mq]	651,33
--------------	--------

Coefficiente di pressione

Esso dipende dalla tipologia e dalla geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

Coefficiente dinamico

Esso può essere assunto autelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

Coefficiente di esposizione

Classe di rugosità del terreno

D) Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,....)

Categoria di esposizione

ZONE 1,2,3,4,5						
	costa		500m		750m	
	mare					
	2 km	10 km	30 km			
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

ZONA 6					
	costa		500m		
	mare				
	2 km	10 km	30 km		
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONE 7,8			
	costa		
	mare		
	1,5 km	0,5 km	
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*
* Categoria II in zona 8 Categoria III in zona 7			

ZONA 9		
	costa	
	mare	
A	--	I
B	--	I
C	--	I
D	I	I

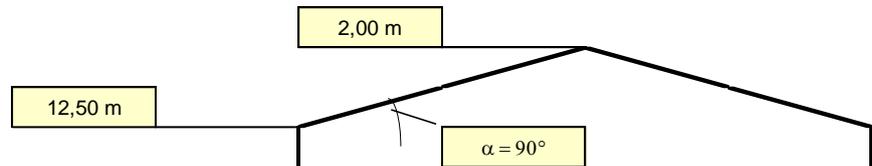
Zona	Classe di rugosità	a _s [m]
3	D	565

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

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

Cat. Esposiz.	k _r	z ₀ [m]	z _{min} [m]	c _t
III	0,2	0,1	5	1

z [m]	C _e
z ≤ 5	1,708
z = 12,5	2,284
z = 2	1,708

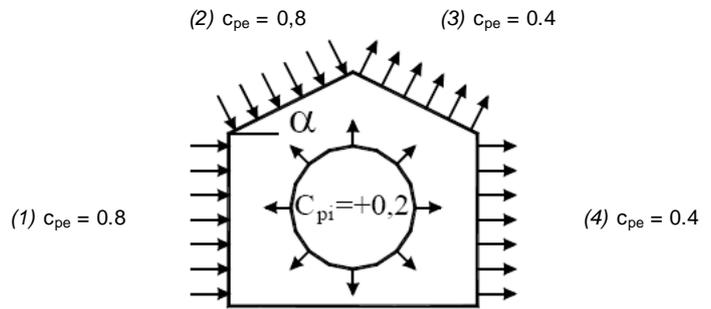


PROGETTAZIONE ATI:

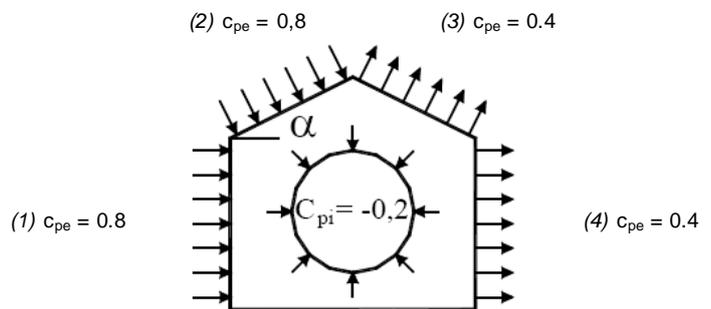
Coefficiente di forma (Edificio aventi una parete con aperture di superficie < 33% di quella totale)

Strutture stagne

(1)	c_p	p [kN/mq]
	0,80	1,190
(2)	c_p	p [kN/mq]
	0,80	0,890
(3)	c_p	p [kN/mq]
	0,40	0,445
(4)	c_p	p [kN/mq]
	0,40	0,595

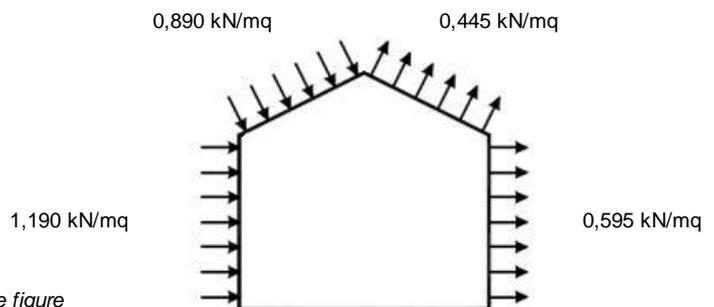


(1)	c_p	p [kN/mq]
	0,80	1,190
(2)	c_p	p [kN/mq]
	0,80	0,890
(3)	c_p	p [kN/mq]
	0,40	0,445
(4)	c_p	p [kN/mq]
	0,40	0,595



Combinazione più sfavorevole:

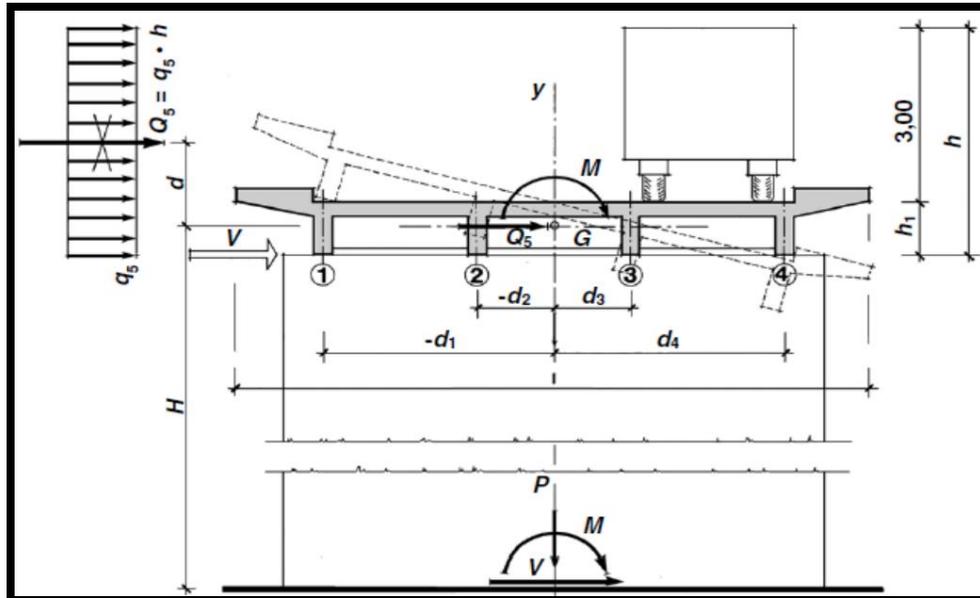
	p [kN/mq]
(1)	1,190
(2)	0,890
(3)	0,445
(4)	0,595



N.B. Se p (o c_{pe}) è > 0 il verso è concorde con le frecce delle figure

PROGETTAZIONE ATI:

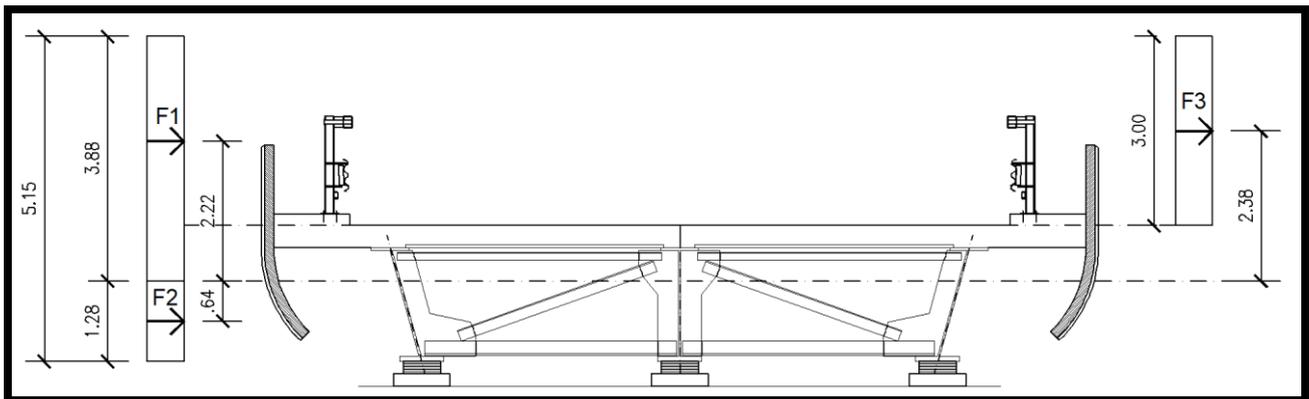
L'azione del vento può essere convenzionalmente assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte:



Schema di carico q_5

→ La forza statica equivalente del vento agente sull'impalcato ammonta a:

$$(5.15+3.00) \cdot 1.19 = 9.7 \text{ KN/m}$$



Volendo considerare l'azione esplicata dal vento agente nel baricentro del modello, occorre tener conto anche delle azioni verticali che le forze generano con la loro eccentricità rispetto al baricentro:

PROGETTAZIONE ATI:

$$\begin{aligned} F1 &= 3.88 \cdot 1.19 && = 4.62 \text{ KN/m} \\ F3 &= 3.00 \cdot 1.19 && = 3.57 \text{ KN/m} \\ F2 &= 1.28 \cdot 1.19 && = 1.52 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

$$M_t = 4.62 \cdot 2.22 + 3.57 \cdot 2.38 - 1.52 \cdot 0.64 = 17.77 \text{ KNm}$$

Per applicare più agevolmente il M_t sulle travi è sufficiente operare una ripartizione tramite azioni verticali equivalenti:

$$Q_{i,\text{tor}} = M_t \cdot y_i / (\sum y_i^2)$$

con y_i distanza della trave dal baricentro dell'impalcato

$$y_1 = 0.0 \text{ m}$$

$$y_2 = 4.45 \text{ m}$$

$$\sum y_i^2 = 39.6$$

$$Q_{\text{tor,est}} = 17.77 \cdot 4.45 / 39.6 = 2.00 \text{ KN/m}$$

Il vento è assegnato alle travi in entrambe le direzioni applicando i valori ottenuti precedentemente dal metodo di Courbon (cfr paragrafo dedicato):

$$Q_{\text{tor,est}} = 2.00 \text{ KN/m (solo travi esterne)}$$

$$Q_h = 3.23 \text{ KN/m (forza orizzontale totale del vento ripartita su tutte le travi)}$$

AZIONE DELLA NEVE

PROGETTAZIONE ATI:

Il carico da neve ammonta a **1.62 KN/mq**

Le schermate seguenti riportano il calcolo secondo indicazioni di cui l cap. 3.4 NTC18

CALCOLO DELL'AZIONE DELLA NEVE

○	<p>Zona I - Alpina Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbano-Cusio-Ossola, Vercelli, Vicenza.</p>	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 1,39 [1+(a_s/728)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
○	<p>Zona I - Mediterranea Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Monza Brianza, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese.</p>	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 1,35 [1+(a_s/602)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
●	<p>Zona II Arezzo, Ascoli Piceno, Avellino, Bari, Barletta-Andria-Trani, Benevento, Campobasso, Chieti, Fermo, Ferrara, Firenze, Foggia, Frosinone, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, L'Aquila, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rieti, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona.</p>	$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 0,85 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
○	<p>Zona III Agrigento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Grosseto, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo.</p>	$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 0,51 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$

$$q_s \text{ (carico neve sulla copertura [N/mq])} = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t$$

q_{sk} (valore caratteristico della neve al suolo [kN/mq])

μ_i (coefficiente di forma)

C_E (coefficiente di esposizione)

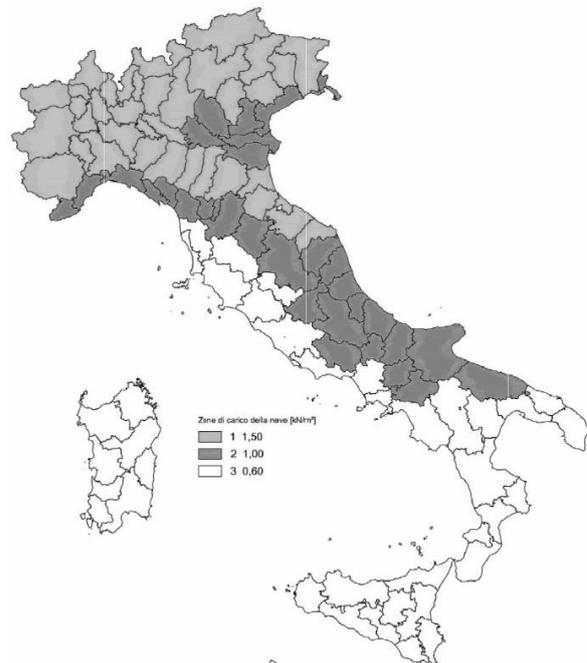
C_t (coefficiente termico)

Valore caratteristico della neve al suolo

a_s (altitudine sul livello del mare [m])	565
q_{sk} (val. caratt. della neve al suolo [kN/mq])	2,02

Coefficiente termico

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



PROGETTAZIONE ATI:

Coefficiente di esposizione

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

Valore del carico della neve al suolo

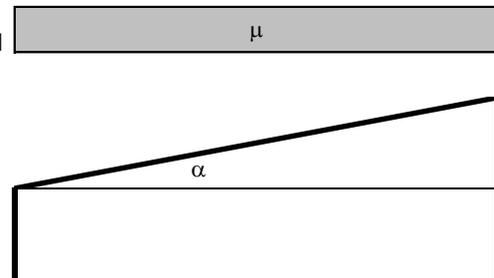
q_s (carico della neve al suolo [kN/mq])	2,02
--	------

Coefficiente di forma (copertura ad una falda)

α (inclinazione falda [°])	0
-----------------------------------	---

μ	0,8
-------	-----

1,618 kN/mq



1.1.8. AZIONI IDRODINAMICHE Q6

Non ricorrono nel presente caso.

PROGETTAZIONE ATI:

1.1.9. VARIAZIONE DELLA TEMPERATURA Q7

L'azione della temperatura è trattata al cap. 3.5 delle NTC18 e riferita genericamente ad edifici:

Tab. 3.5.II – Valori di ΔT_u per gli edifici

Tipo di struttura	ΔT_u
Strutture in c.a. e c.a.p. esposte	$\pm 15 \text{ }^\circ\text{C}$
Strutture in c.a. e c.a.p. protette	$\pm 10 \text{ }^\circ\text{C}$
Strutture in acciaio esposte	$\pm 25 \text{ }^\circ\text{C}$
Strutture in acciaio protette	$\pm 15 \text{ }^\circ\text{C}$

In assenza di dati specifici può assumersi:

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

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

$$T_o = 15 \text{ }^\circ\text{C}$$

→ La variazione uniforme di temperatura annua è quindi pari a:

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

Nota:

la variazione termica uniforme è intesa come variazione termica stagionale, pertanto è una azione variabile di lunga durata da applicare al modello in fase II

Lo schema di vincolo adottato non impedisce le deformazioni longitudinali e non provoca sollecitazioni nell'impalcato se non per effetto della resistenza parassita negli appoggi. Le reazioni orizzontali parassite sollecitano l'impalcato a pressoflessione o a tensoflessione, e il momento flettente è direttamente proporzionale alla differenza di quota h tra baricentro della travatura portante e quota degli appoggi. Nel caso in esame, h è modesto e le reazioni verticali negli appoggi non sono tali da provocare notevoli azioni orizzontali dovute agli attriti. Non si considera, di conseguenza, tale azione nella verifica dell'impalcato.

Gli effetti dovuti alle resistenze parassite degli appoggi devono essere quindi considerati solo nella verifica delle sottostrutture e nelle verifiche degli appoggi stessi.

In aggiunta occorre applicare una variazione termica differenziale sull'altezza della trave considerando alternativamente (a seconda dell'effetto più gravoso) un gradiente termico di $\pm 10 \text{ }^\circ\text{C}$

Con riferimento al gradiente termico fra soletta e impalcato, nel caso di impalcato in acciaio e soletta in cls collaborante, è possibile considerare sia un andamento uniforme che discontinuo ($10 \text{ }^\circ\text{C}$); in quest'ultimo caso, assumendo un andamento discontinuo fra soletta ed impalcato, l'effetto del gradiente termico può essere trattato in analogia all'azione del ritiro, ma con soletta in espansione ($+ 10 \text{ }^\circ\text{C}$).

Nota

la variazione termica differenziale (soletta calda) è intesa come variazione termica giornaliera, pertanto è una azione variabile di breve durata da applicare al modello in fase III

PROGETTAZIONE ATI:

Al fine di mantenere sempre un ponderato controllo delle sollecitazioni in output del calcolatore è utile procedere al calcolo manuale delle sollecitazioni attese per le variazioni termiche differenziali:

- Differenza fra temperatura della soletta e temperatura della carpenteria metallica: +10°C (**soletta calda** – andamento discontinuo)
- Deformazione nella soletta: $\varepsilon_{\Delta T} = \alpha \cdot \Delta T = 1.2E-5 \cdot 10^\circ C = 0.12E-3$
- $\sigma_{\Delta T} = +\varepsilon_{\Delta T} \cdot E_a / n_{acc} = 0.12E-3 \cdot 210000 / (210000 / 34625) = 4.16 \text{ Mpa}$
- $N_{\Delta T} = \sigma_{\Delta T} \cdot A_c = 4.16 \cdot 4537100 = 18852 \text{ KN}$ ($A_c = 4.537.100 \text{ mm}^2$)
- $M_{\Delta T} = N_{\Delta T} \cdot (y_g - e) = 18852 \cdot (0.614 - 0.175) = -8277.1 \text{ KNm}$

Le azioni vengono distribuite fra le 3 travi costituenti l'impalcato:

- $N_{\Delta T,i} = 18852 / 3 = 6284 \text{ KN}$
- $M_{\Delta T,i} = 8277.1 / 3 = -2759 \text{ KNm}$

a cui deve essere sommato lo stato tensionale dovuto alla deformazione impedita della soletta:

$$\sigma_{\Delta T} = -4.16 \text{ Mpa}$$

STABILITÀ Qik + VARIAZ. TERMICHE DT					
			SOLLECITAZ. ΔT_{diff}		
Si_3 (-)	X_3 (-)	Ja_3 (-)	$\varepsilon_{\Delta T_{diff}}$	$\sigma_{\Delta T_{diff}}$	SOLL. ΔT_{diff} SAP
(mm ³)	(mm)	(mm ⁴)	(-)	(Mpa)	$N_{\Delta T_{diff}}$ (traz.)
Momento Statico (M-)	A.N. - Fase III (M-)	Mom. Inerzia - Fase III (M-)	Def.term. diff.	Tens. compr. nella soletta (soletta calda)	$M_{\Delta T_{diff}}$ (M negat.)
1.892E+08	1382	7.923E+10	1.200E-04	-4.16	6284.0 KN -2759.0 KNm

Stralcio di calcolo automatico del post-processore

Nota:

2.5.1.3 CLASSIFICAZIONE DELLE AZIONI SECONDO LA VARIAZIONE DELLA LORO INTENSITÀ NEL TEMPO

- a) *permanenti* (G): azioni che agiscono durante tutta la vita nominale di progetto della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è molto lenta e di modesta entità:

- peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo) (G_1);
 - peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (G_2);
 - spostamenti e deformazioni impressi, incluso il ritiro;
 - presollecitazione (P).
- b) *variabili* (Q): azioni che agiscono con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel corso della vita nominale della struttura:
- sovraccarichi;
 - azioni del vento;
 - azioni della neve;
 - azioni della temperatura.
- Le azioni variabili sono dette di lunga durata se agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura. Sono dette di breve durata se agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura. A seconda del sito ove sorge la costruzione, una medesima azione climatica può essere di lunga o di breve durata.
- c) *eccezionali* (A): azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura;
- incendi;
 - esplosioni;
 - urti ed impatti;
- d) *sismiche* (E): azioni derivanti dai terremoti.

azione della temperatura → costituisce azione variabile

1.1.10. AZIONI SUI PARAPETTI E URTO DI VEICOLO IN SVIO: Q8

Nel progetto dell'impalcato bisogna tenere conto della eventualità che si verifichino azioni eccezionali quali per esempio l'urto accidentale dei veicoli in transito sul ponte. Le NTC18 tengono conto di questa eventualità nei paragrafi 3.6.3.3.2 e 5.1.3.10:

3.6.3.3.2 Traffico veicolare sopra i ponti

In assenza di specifiche prescrizioni, nel progetto strutturale dei ponti si può tener conto delle forze causate da collisioni accidentali sugli elementi di sicurezza attraverso una forza orizzontale equivalente di collisione pari a 100 kN. Essa rappresenta l'effetto dell'impatto da trasmettere ai vincoli e deve essere considerata agente trasversalmente ed orizzontalmente 100 mm sotto la sommità dell'elemento o 1,0 m sopra il livello del piano di marcia, a seconda di quale valore sia più piccolo.

Le azioni da considerare nelle verifiche locali dell'impalcato dovranno essere definite in accordo al § 5.1.3.10.

Le forze di collisione da veicoli sugli elementi strutturali eventualmente presenti al disopra del livello di carreggiata sono quelle specificate nel § 3.6.3.3.1

5.1.3.10 AZIONI SUI PARAPETTI E URTO DI VEICOLO IN SVIO: q_8

L'altezza dei parapetti non può essere inferiore a 1,10 m. I parapetti devono essere calcolati in base ad un'azione orizzontale di 1,5 kN/m applicata al corrimano.

Le barriere di sicurezza stradali e gli elementi strutturali ai quali sono collegate devono essere dimensionati in funzione della classe di contenimento richiesta, per l'impiego specifico, dalle norme nazionali applicabili.

Nel progetto dell'impalcato deve essere considerata una combinazione di carico nella quale al sistema di forze orizzontali, equivalenti all'effetto dell'azione d'urto sulla barriera di sicurezza stradale, si associa un carico verticale isolato sulla sede stradale costituito dallo Schema di Carico 2, posizionato in adiacenza alla barriera stessa e disposto nella posizione più gravosa.

Tale sistema di forze orizzontali potrà essere valutato dal progettista, alternativamente, sulla base:

- delle risultanze sperimentali ottenute nel corso di prove d'urto al vero, su barriere della stessa tipologia e della classe di contenimento previste in progetto, mediante l'utilizzo di strumentazione idonea a registrare l'evoluzione degli effetti dinamici;
- del riconoscimento di equivalenza tra il sistema di forze e le azioni trasmesse alla struttura, a causa di urti su barriere della stessa tipologia e della classe di contenimento previste in progetto, laddove tale equivalenza risulti da valutazioni teoriche e/o modellazioni numerico-sperimentali;

In assenza delle suddette valutazioni, il sistema di forze orizzontali può essere determinato con riferimento alla resistenza caratteristica degli elementi strutturali principali coinvolti nel meccanismo d'insieme della barriera e deve essere applicato ad una quota h , misurata dal piano viario, pari alla minore delle dimensioni h_1 e h_2 , dove $h_1 = (\text{altezza della barriera} - 0,10\text{m})$ e $h_2 = 1,00$ m. Nel dimensionamento degli elementi strutturali ai quali è collegata la barriera si deve tener conto della eventuale sovrapposizione delle zone di diffusione di tale sistema di forze, in funzione della geometria della barriera e delle sue condizioni di vincolo. Per il dimensionamento dell'impalcato, le forze orizzontali così determinate devono essere amplificate di un fattore pari a 1,50.

Il coefficiente parziale di sicurezza per la combinazione di carico agli SLU per l'urto di veicolo in svio deve essere assunto unitario.

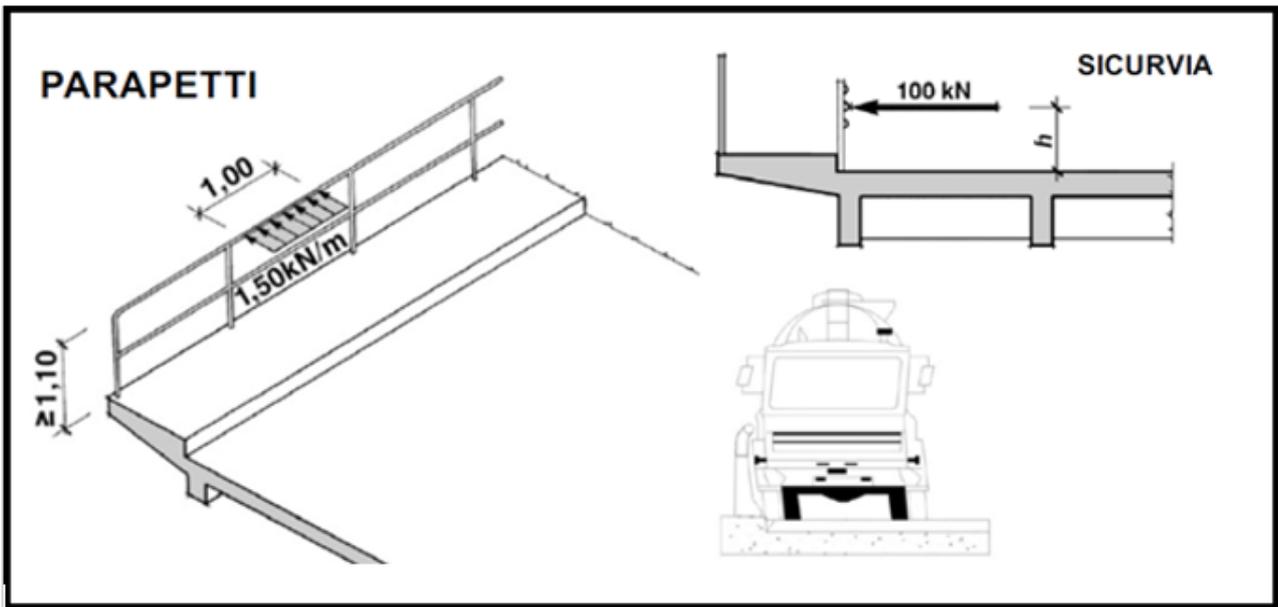
L'altezza dei parapetti non potrà essere inferiore a 1,10 m. I parapetti devono essere calcolati in base ad un'azione orizzontale di 1,5 kN/m applicata al corrimano. I sicurvia e gli elementi strutturali ai quali sono collegati devono essere dimensionati in funzione della classe di contenimento richiesta per l'impiego specifico (vedi D.M. 21-06-04 n.2367). Se non diversamente indicato, la forza deve essere considerata distribuita su 0,50 m ed applicata ad una quota h , misurata dal piano viario, pari alla minore delle dimensioni h_1 , h_2 , dove $h_1 = (\text{altezza della barriera} - 0,10\text{m})$ $h_2 = 1,00$ m. Nel progetto dell'impalcato deve essere considerata una condizione di carico eccezionale nella quale alla forza orizzontale d'urto su sicurvia si associa un carico verticale isolato sulla sede stradale costituito dal Secondo Schema di Carico, posizionato in adiacenza al sicurvia stesso e disposto nella posizione più gravosa.

- Poiché si tratta di una azione eccezionale questa dovrà essere combinata con le altre azioni agenti sulla struttura secondo quanto prevede la combinazione eccezionale allo stato limite ultimo.

Con riferimento al paragrafo 2.5.3 delle NTC18 questa combinazione è scritta nel modo seguente:

$$G1+G2+P+Ad+\psi_{21}Qk1+\psi_{22}Qk2+\dots$$

In cui Ad è l'azione eccezionale considerata.



PROGETTAZIONE ATI:

7.5 Azione sismica

L'attuale norma per le costruzioni individua più livelli prestazionali che dovrebbero essere soddisfatti; in generale si parla di quattro classi: due sono stati limite di esercizio mentre gli altri due sono stati limite ultimi:

- *Stato Limite di Operatività (SLO)*: quando si richiede che la costruzione nel suo complesso, includendo impianti ed elementi non strutturali, non subisca danni e interruzioni d'uso significative;
- *Stato Limite di Danno (SLD)*: o di immediato utilizzo, quando si richiede che la costruzione subisca danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali e orizzontali, mantenendosi pertanto immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.
- *Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV)* o stato limite ultimo: quando si accetta che la costruzione subisca rotture o crolli dei componenti non strutturali, con perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali, ma si richiede che essa conservi una parte di resistenza e rigidità per azioni verticali ed un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.
- *Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)*: quando si accetta che la struttura subisca gravi rotture e crolli degli elementi non strutturali, e danni molto gravi delle componenti strutturali, ma si richiede che essa conservi una parte della rigidità e resistenza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

1.1.11. PARAMETRI DI PROGETTO

Vita nominale	Vn = 50 anni
Classe d'Uso III	Cu = 1.5
Periodo di riferimento	Vr = Vn*Cu = 50*1.5 = 75 anni
Probabilità di superamento Pvr	SLV → 10%
	SLC → 5%
Coordinate del sito sono:	longitudine = 15.7285
	latitudine = 41.691
Categoria di sottosuolo	B
Condizioni topografiche	T1

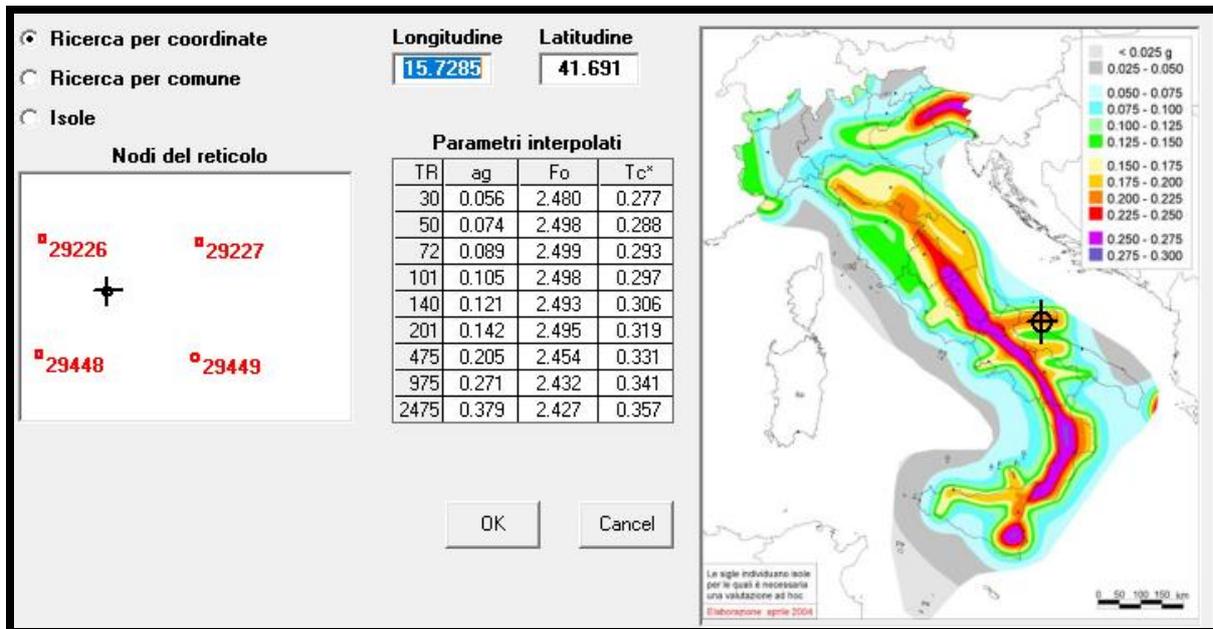
PROGETTAZIONE ATI:

CLASSE D'USO	Cu	Vn	Vr
III	1,5	50	75

Tab. 3.2.I – Probabilità di superamento P_{V_R} in funzione dello stato limite considerato

Stati Limite	P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Pvr	Tr
10,0%	712



PROGETTAZIONE ATI:

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

1.1.12. SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE

COMPONENTI ORIZZONTALI

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \frac{T_C}{T}$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

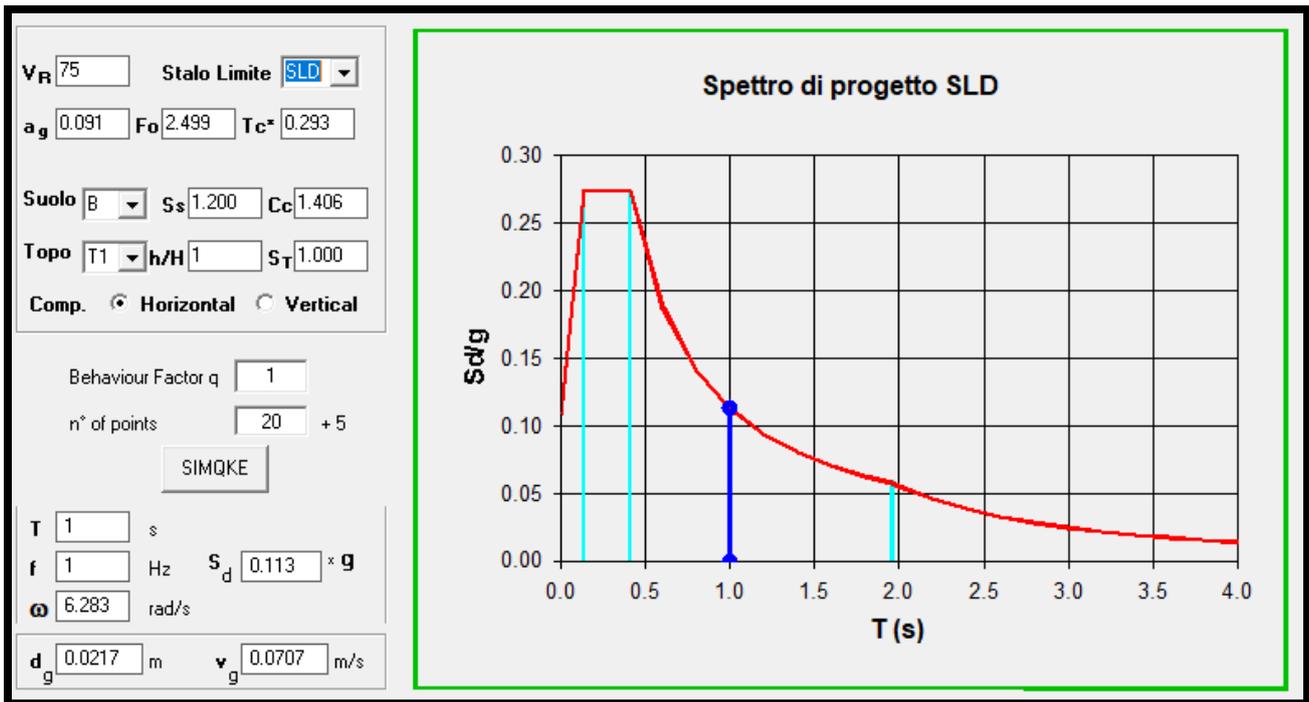
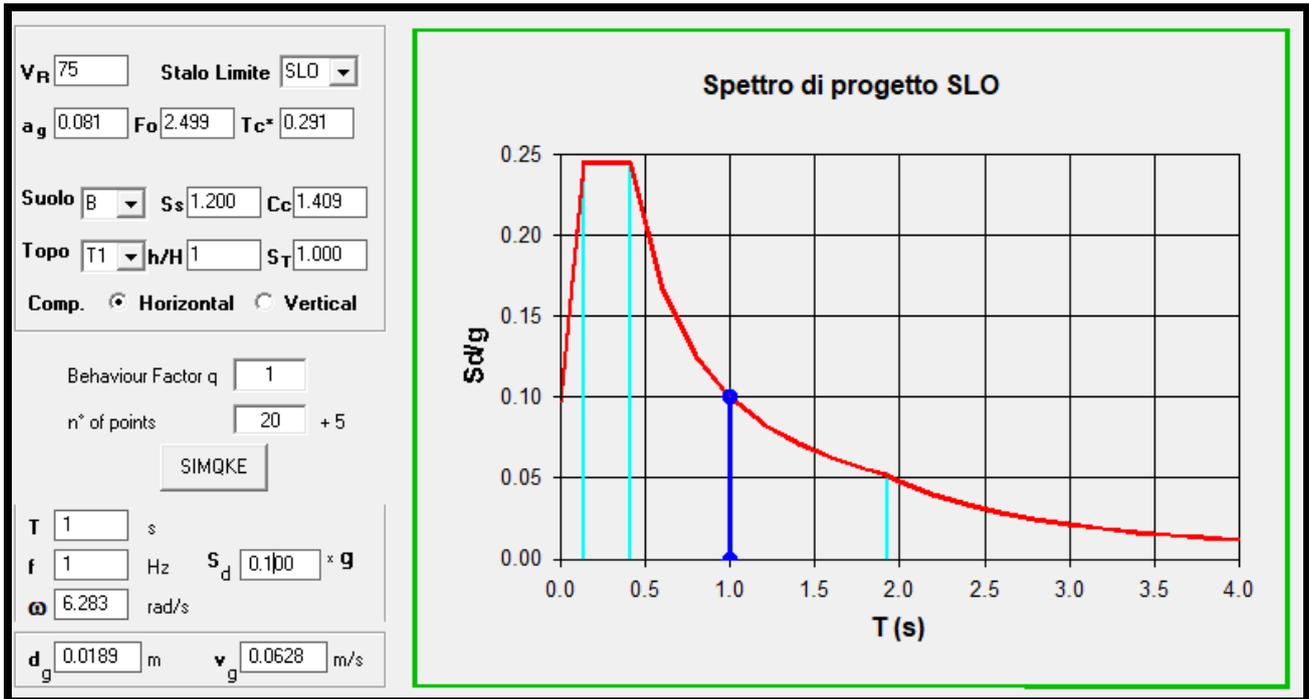
- T periodo di vibrazione
 - S_e accelerazione spettrale orizzontale
- $S = S_S \times S_T$

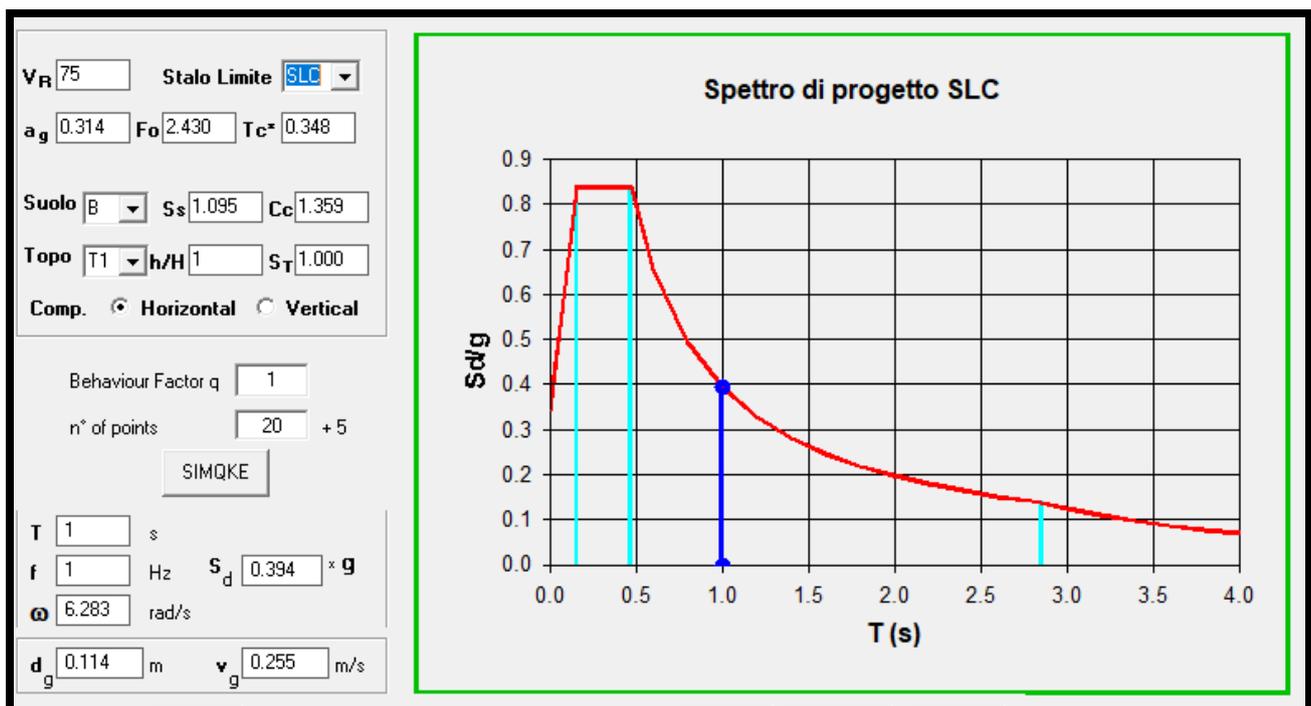
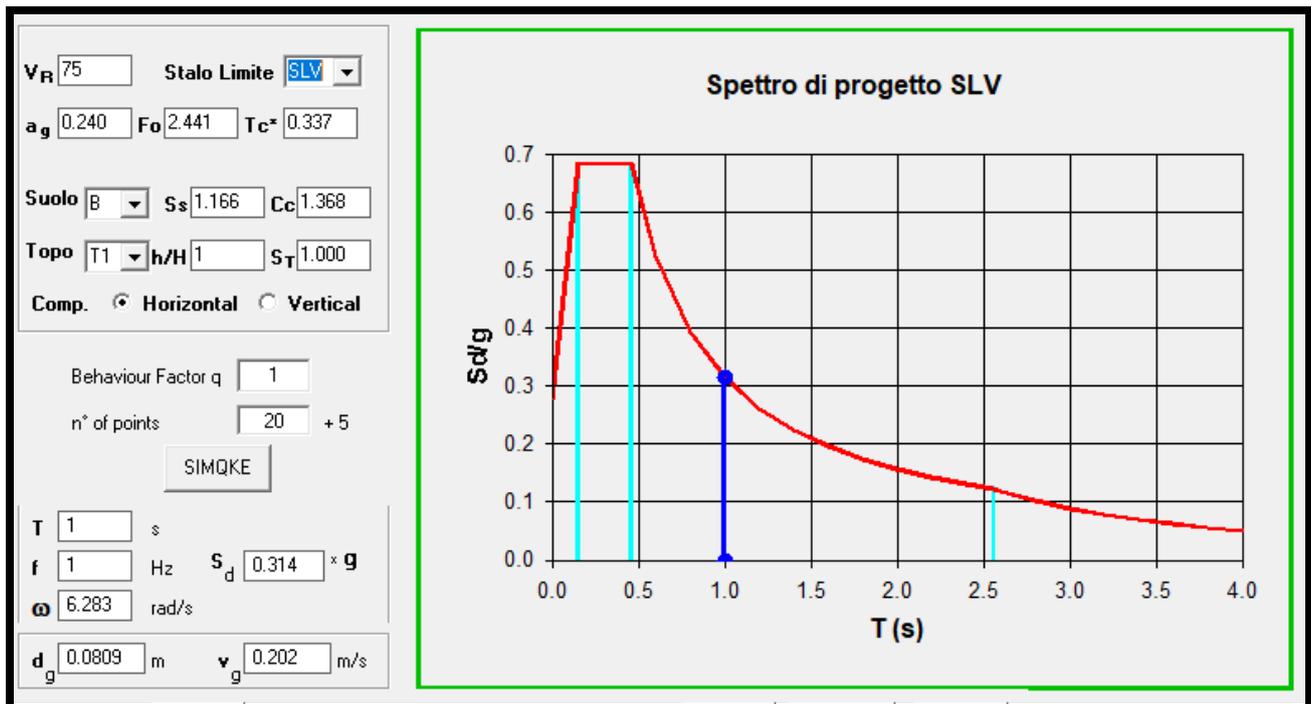
PROGETTAZIONE ATI:

- S_S coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche
- S_T coefficiente di amplificazione stratigrafica
- S_T coefficiente di amplificazione topografica
- η : $\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55$
fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali diversi dal 5%
- F_0 fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale
- T_c
 $T_c = C_c \cdot T_c^*$
periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro
 C_c coefficiente funzione della categoria di sottosuolo;
- T_B
 $T_B = T_c / 3$
periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante
- T_D periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6$$

PROGETTAZIONE ATI:





COMPONENTI VERTICALI

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

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

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

- T periodo di vibrazione verticale
- Sve accelerazione spettrale verticale

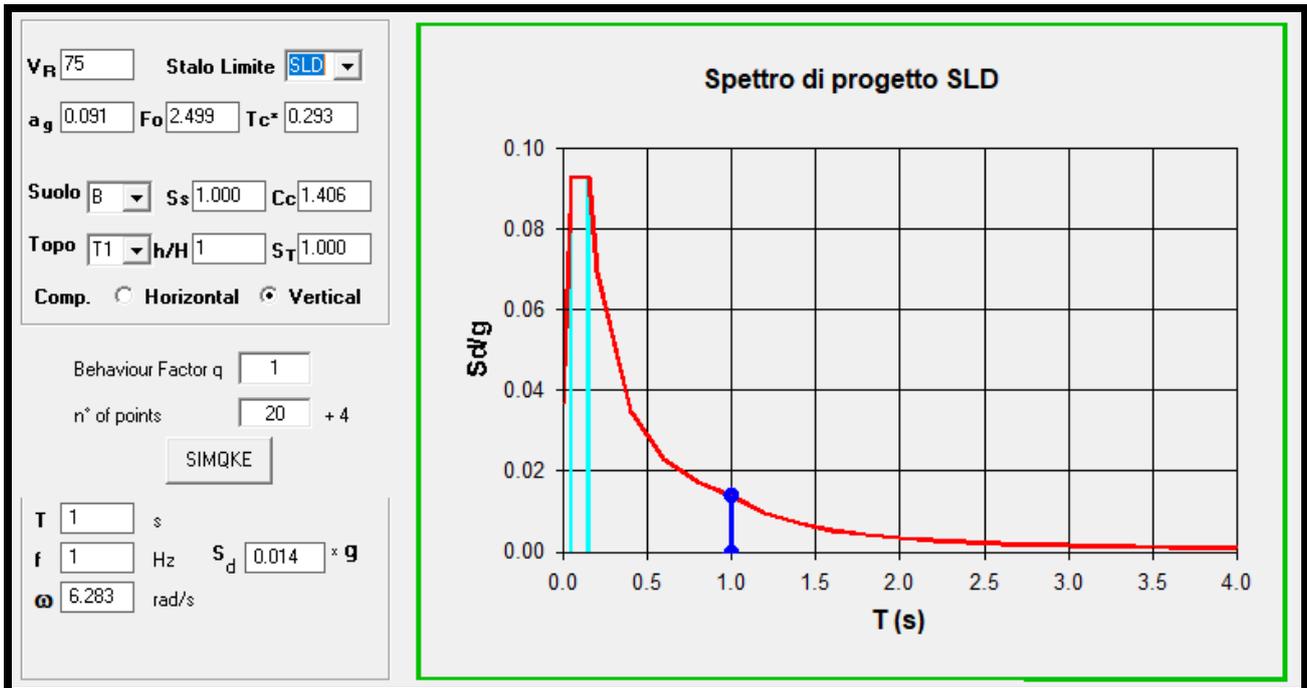
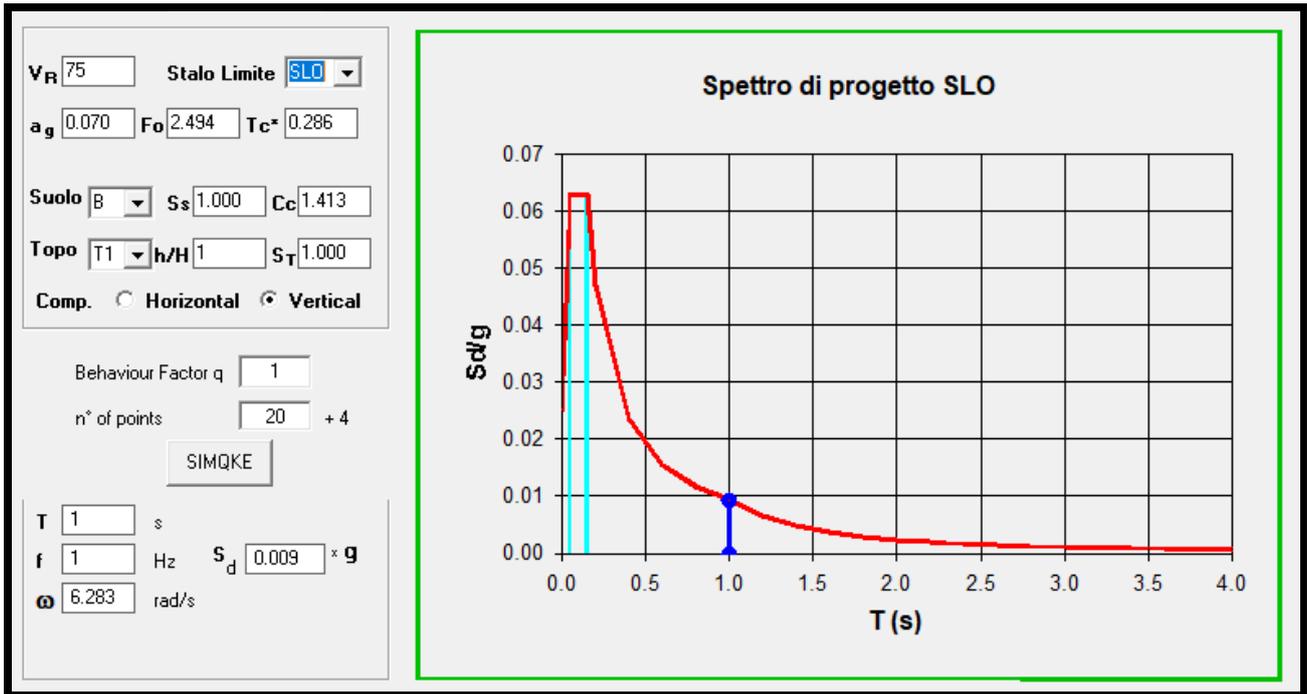
$$F_v = 1,35 \cdot F_o \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5}$$

- Fv

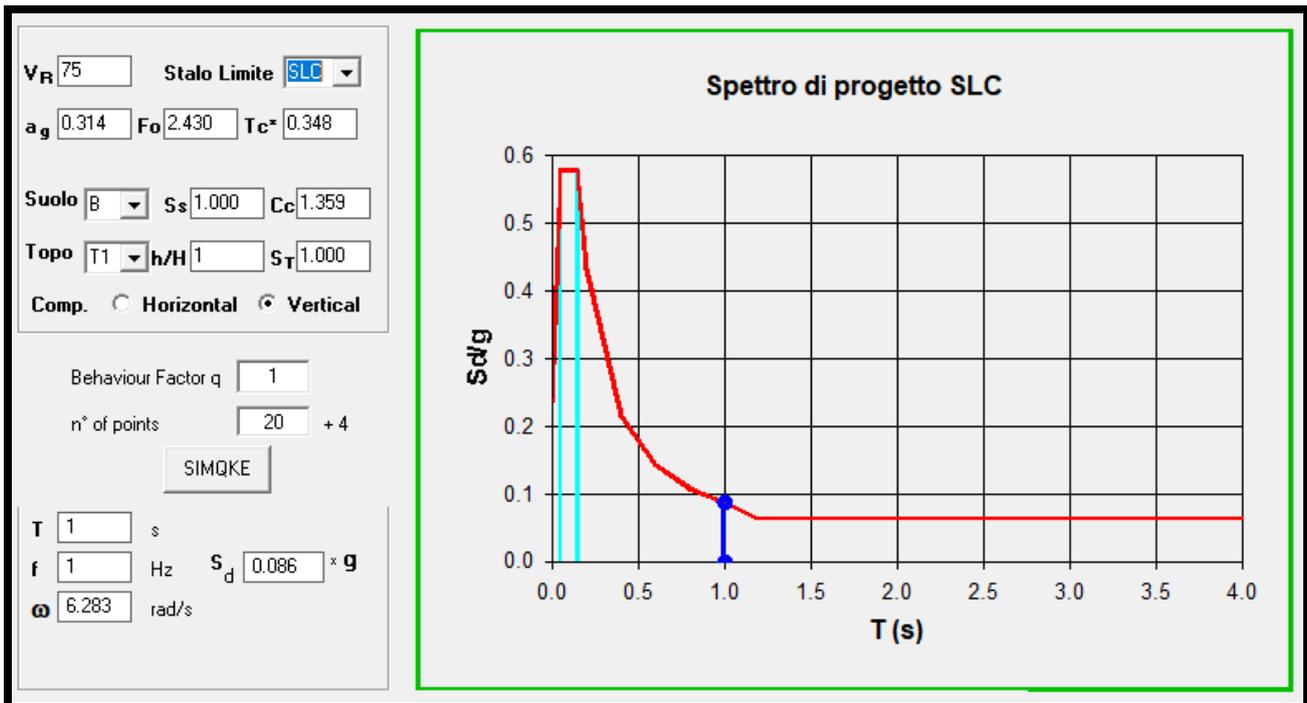
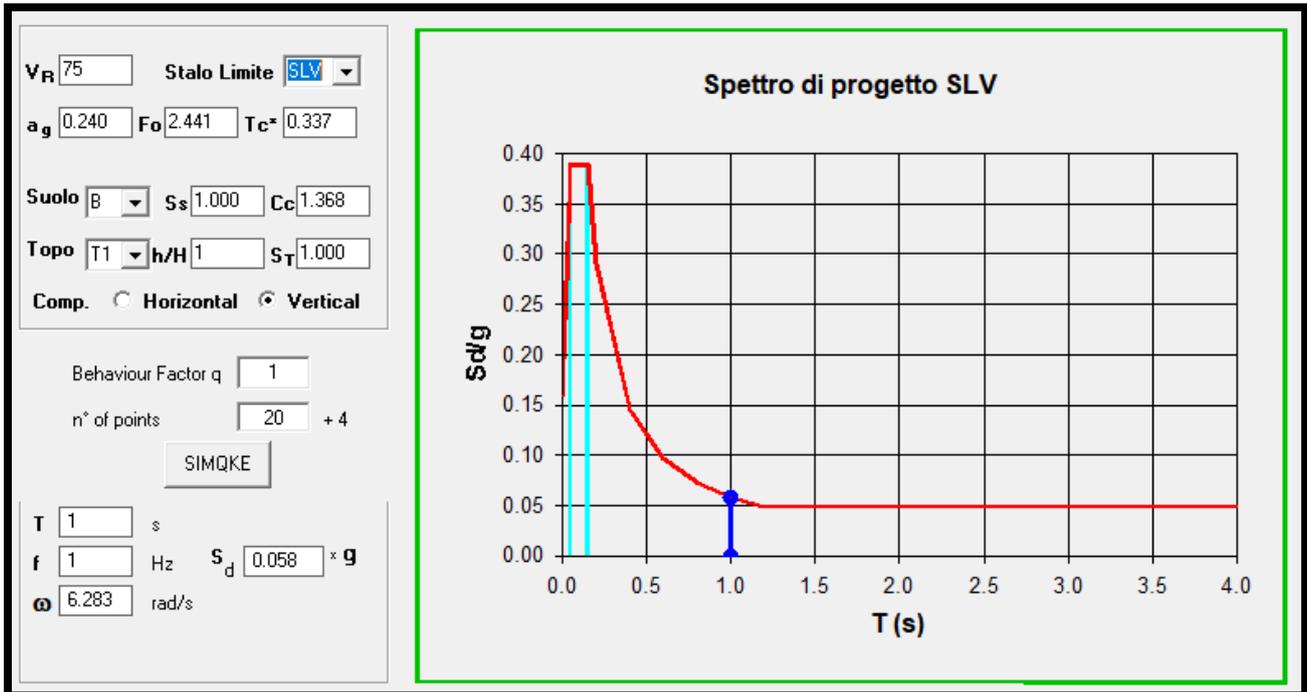
fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno a_g su sito di riferimento rigido orizzontale

Tab. 3.2.VI - Valori dei parametri dello spettro di risposta elastico della componente verticale

Categoria di sottosuolo	S_s	T_B	T_C	T_D
A, B, C, D, E	1,0	0,05 s	0,15 s	1,0 s



PROGETTAZIONE ATI:



PROGETTAZIONE ATI:

1.1.13. FATTORE DI COMPORTAMENTO

7.3.1. ANALISI LINEARE O NON LINEARE

L'analisi delle strutture soggette ad azione sismica può essere lineare o non lineare.

ANALISI LINEARE

L'analisi lineare può essere utilizzata per calcolare la domanda sismica nel caso di comportamento strutturale sia non dissipativo sia dissipativo (§ 7.2.2). In entrambi i casi, la domanda sismica è calcolata quale che sia la modellazione utilizzata per l'azione sismica, riferendosi allo spettro di progetto (§ 3.2.3.4 e § 3.2.3.5) ottenuto, per ogni stato limite, assumendo per il fattore di comportamento q , i limiti riportati nella tabella 7.3.I con i valori dei fattori di base q_0 riportati in Tab. 7.3.II.

Valori del fattore di comportamento q

Nel caso di comportamento strutturale dissipativo (§ 7.2.2), il valore del fattore di comportamento q , da utilizzare per lo stato limite considerato e nella direzione considerata per l'azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e tiene conto, convenzionalmente, delle capacità dissipative del materiale. Le strutture possono essere classificate come appartenenti ad una tipologia in una direzione orizzontale e ad un'altra tipologia nella direzione orizzontale ortogonale alla precedente, utilizzando per ciascuna direzione il fattore di comportamento corrispondente.

Il limite superiore q_{lim} del fattore di comportamento relativo allo SLV è calcolato tramite la seguente espressione:

$$q_{lim} = q_0 \cdot K_R \quad [7.3.1]$$

dove:

q_0 è il valore base del fattore di comportamento allo SLV, i cui massimi valori sono riportati in tabella 7.3.II in dipendenza della Classe di Duttività, della tipologia strutturale, del coefficiente λ di cui al § 7.9.2.1 e del rapporto α_{II}/α_I tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la plasticizzazione in un numero di zone dissipative tale da rendere la struttura un meccanismo e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione; la scelta di q_0 deve essere esplicitamente giustificata;

K_R è un fattore che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

Tab. 7.3.II – Valori massimi del valore di base q_0 del fattore di comportamento allo SLV per diverse tecniche costruttive ed in funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità CD

Tipologia strutturale	q_0	
	CD "A"	CD "B"
Ponti (§ 7.9.2.1)		
Pile in calcestruzzo armato		
Pile verticali inflesse	3,5 λ	1,5
Elementi di sostegno inclinati inflessi	2,1 λ	1,2
Pile in acciaio:		
Pile verticali inflesse	3,5	1,5
Elementi di sostegno inclinati inflessi	2,0	1,2
Pile con controventi concentrici	2,5	1,5
Pile con controventi eccentrici	3,5	-
Spalle		
In genere	1,5	1,5
Se si muovono col terreno	1,0	1,0

Il valore di q utilizzato per la componente verticale dell'azione sismica allo *SLV*, a meno di adeguate analisi giustificative, è $q = 1,5$ per qualunque tipologia strutturale e di materiale, tranne che per i ponti per i quali è $q = 1$.

Per le strutture a comportamento strutturale non dissipativo si adotta un fattore di comportamento q_{ND} , ridotto rispetto al valore minimo relativo alla *CD" B"* (Tab. 7.3.II) secondo l'espressione:

$$1 \leq q_{ND} = \frac{2}{3} q_{CD" B"} \leq 1,5 \quad [7.3.2]$$

7.9.2 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE

Nel caso di comportamento strutturale non dissipativo, la capacità delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole di cui al Capitolo 4, senza nessun requisito aggiuntivo, a condizione che: per le strutture di calcestruzzo armato, nessuna sezione superi la curvatura convenzionale di prima plasticizzazione, come definita al § 7.4.4.1.2; per le strutture di calcestruzzo armato precompresso e per le strutture in carpenteria metallica, nessun materiale superi la deformazione di snervamento di progetto.

Nel caso di comportamento strutturale dissipativo, la struttura del ponte deve essere concepita e dimensionata in modo tale che, sotto l'azione sismica relativa allo *SLV*, essa dia luogo alla formazione di un meccanismo dissipativo stabile nel quale la dissipazione sia limitata alle pile.

Ai soli fini del progetto dei pali di fondazione, con riferimento al § 7.2.5, è possibile considerare una limitata capacità dissipativa, dividendo per 1,5 le sollecitazioni sismiche sui pali derivanti dall'analisi strutturale con comportamento non dissipativo. In questo caso, per una lunghezza pari a 10 diametri dalla sommità del palo, devono applicarsi i dettagli costruttivi di cui al § 7.9.6.1 relativi alla *CD" B"*.

La capacità delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole di cui dal § 7.1 al § 7.3, integrate dalle regole di progettazione e di dettaglio fornite ai paragrafi successivi.

Nel valutare la capacità delle sezioni in calcestruzzo armato, si può tener conto dell'effetto del confinamento (v. § 4.1.2.1.2.1), purché si consideri la perdita dei copriferri al raggiungimento, in essi, della deformazione ultima di compressione del calcestruzzo non confinato (0,35%).

Il proporzionamento della struttura deve essere tale da favorire l'impegno plastico del maggior numero possibile di pile. Il comportamento inelastico dissipativo deve essere di tipo flessionale, con esclusione di possibili meccanismi di rottura per taglio. Per quanto possibile, le zone dissipative devono essere posizionate in punti accessibili, pur con ragionevole difficoltà, per facilitarne l'ispezione e la riparazione.

In genere, il comportamento sismico di ponti con impalcato continuo è migliore di quello di ponti a travata appoggiata, purché si riesca ad assicurare una formazione delle cerniere plastiche pressoché simultanea sotto tutte le pile scelte come elementi dissipativi.

Gli elementi ai quali non è mai richiesta capacità dissipativa devono mantenere un comportamento sostanzialmente elastico; essi sono: gli elementi progettati per avere un comportamento non dissipativo, le porzioni esterne alle zone dissipative delle pile, l'impalcato, gli apparecchi di appoggio, le strutture di fondazione, le spalle, le pile che non scambiano azioni orizzontali con l'impalcato. A tal fine si adotta il criterio della "progettazione in capacità" descritto nel seguito per ogni caso specifico.

7.9.2.1 VALORI DEL FATTORE DI COMPORTAMENTO

Nel caso di comportamento strutturale non dissipativo, per le due componenti orizzontali dell'azione sismica, q_0 è assunto pari a 1,0.

Nel caso di comportamento strutturale dissipativo, per le due componenti orizzontali dell'azione sismica, i valori massimi del valore di base q_0 del fattore di comportamento sono riportati in Tab. 7.3.II; in essa: $\lambda(\alpha)=1$, se $\alpha \geq 3$, $\lambda(\alpha)=(\alpha/3)^{0.5}$, se $3 > \alpha \geq 1$, essendo $\alpha = L/H$, dove L è la distanza della sezione di cerniera plastica dalla sezione di momento nullo ed H è la dimensione della sezione nel piano di inflessione della cerniera plastica.

Per gli elementi duttili di calcestruzzo armato i valori di q_0 della Tab. 7.3.II 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.

La sollecitazione di compressione normalizzata non può superare il valore $v_k = 0,6$.

Per valori di v_k intermedi tra 0,3 e 0,6, il valore di q_0 è dato da:

$$q_0(v_k) = q_0 - \left[\frac{v_k}{0,3} - 1 \right] \cdot (q_0 - 1) \quad [7.9.1]$$

essendo q_0 il valore applicabile per $v_k \leq 0,3$.

Nella tabella 7.3.II sono riportate anche le strutture che si muovono con il terreno. Esse non subiscono amplificazione dell'accelerazione del suolo poiché sono caratterizzate da periodi naturali di vibrazione in direzione orizzontale molto bassi ($T \leq 0,03$ s). Appartengono a questa categoria anche le spalle connesse all'impalcato mediante collegamenti flessibili o appoggi mobili.

Per ciascuna delle due direzioni principali, i valori massimi q_0 del fattore di comportamento sono da applicare, nel caso di ponti isostatici, alle singole pile, nel caso di ponti a travata continua, all'intera opera.

Nel caso di ponti con elementi strutturali duttili di diverso tipo si adotta, per ciascuna delle due direzioni, il fattore di comportamento degli elementi di ugual tipo che contribuiscono in misura maggiore alla resistenza nei confronti delle azioni sismiche.

Il requisito di regolarità, quindi l'applicabilità di un valore $K_R = 1$, può essere verificato a posteriori mediante il seguente procedimento:

- per ciascun elemento duttile si calcoli il rapporto: $r_i = q_0 M_{Ed,i} / M_{Rd,i}$, dove $M_{Ed,i}$ è il momento alla base dell'elemento duttile insieme prodotto dalla combinazione sismica di progetto, $M_{Rd,i}$ è il corrispondente momento resistente;
- la geometria del ponte si considera "regolare" se il rapporto tra il massimo ed il minimo dei rapporti r_i , calcolati per le pile facenti parte del sistema resistente al sisma nella direzione considerata, risulta inferiore a 2 ($\tilde{r} = r_{i,max} / r_{i,min} < 2$).

Nel caso risulti $\tilde{r} \geq 2$, l'analisi deve essere ripetuta utilizzando il seguente valore ridotto di K_R

$$K_R = 2 / \tilde{r} \quad [7.9.2]$$

e comunque assumendo sempre $q = q_0 K_R \geq 1$.

Ai fini della determinazione di r_{max} e r_{min} nella direzione orizzontale considerata si possono escludere le pile la cui resistenza a taglio non ecceda il 20% della resistenza sismica totale diviso il numero degli elementi resistenti.

Per ponti a geometria irregolare (ad esempio con angolo di obliquità maggiore di 45°, con raggio di curvatura molto ridotto, ecc.) si adotta un fattore di comportamento q pari a 1,5. Valori maggiori di 1,5, e comunque non superiori a 3,5, possono essere adottati solo qualora le richieste di duttilità siano verificate mediante analisi non lineare.

Nel caso presente l'elemento dissipativo della struttura è costituito da pila in c.a. (elemento verticale inflesso) in classe CDB per cui si ha:

$$q_0 = 1.5$$

Essendo la struttura isolata, si pone $q = 1$

Nota:

lo sforzo di compressione adimensionalizzato risulta $v_k = N_{ed} / (A_c \cdot f_{ck}) < 0,3$

PROGETTAZIONE ATI:

Il requisito di regolarità ($K_R=1$) può essere verificato a posteriori calcolando, per ogni elemento duttile, il rapporto r_i tra il momento alla base dell'elemento duttile prodotto dalla combinazione sismica di progetto $M_{Ed,i}$ e il corrispondente momento resistente $M_{Rd,i}$.

La geometria del ponte si considera "regolare" se il rapporto tra il massimo e il minimo dei rapporti r_i , calcolati per le pile facenti parte del sistema resistente al sisma nella direzione considerata, risulta inferiore a 2.

Per quanto riguarda invece l'azione sismica verticale va considerato un fattore di struttura unitario (spettro elastico) e si ha: $q_V=1$

5.1.3.11 RESISTENZE PASSIVE DEI VINCOLI: q_9

Nel calcolo delle pile, delle spalle, delle fondazioni, degli stessi apparecchi di appoggio e, se del caso, dell'impalcato, si devono considerare le forze che derivano dalle resistenze parassite dei vincoli.

Nel caso di appoggi in gomma dette forze devono essere valutate sulla base delle caratteristiche dell'appoggio e degli spostamenti previsti.

Le resistenze passive dei vincoli devono essere considerate associate a quelle azioni per le quali danno effetto.

Il coefficiente parziale di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU deve essere assunto come per le azioni variabili.

7.6 Spinta del terreno

1.1.14. SPINTA STATICA PERMANENTE DEL TERRENO

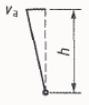
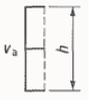
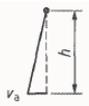
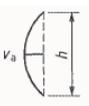
In fase statica, la teoria geotecnica definisce la spinta del terreno, in condizioni di rottura, funzione di tre coefficienti fondamentali: il coefficiente di spinta attiva, di spinta passiva e di spinta a riposo. In particolare, il coefficiente di spinta attiva può essere calcolato con la teoria di Coulomb, ipotizzando superfici di rottura lineari, mentre il coefficiente di spinta passiva può essere calcolato con la teoria di Caquot – Keresel, ipotizzando superfici di rottura curvilinee.

Nel caso in cui le deformazioni siano impedito da una struttura che non ceda in alcun punto, la pressione esercitata è nota come Spinta a Riposo. Questo concetto è esteso ai muri cantinati nei quali gli spostamenti trasversali sono contrastati dai vincoli offerti dalle eventuali solette orizzontali a cui essi sono connessi.

L'utilizzo della Spinta Attiva è preordinato allo scivolamento di un cuneo di terreno a tergo dell'opera di sostegno il quale permette di mobilitare la Spinta stessa. In letteratura sono presenti alcuni riferimenti riguardo agli spostamenti orizzontali minimi che si devono verificare per poter utilizzare questo modello di calcolo:

- $\Delta v/h = 0.1-0.2\%$ dell'altezza h del muro di sostegno (Lancellotta, Geotecnica)
- $\Delta v/h$ limite è fornito dalla seguente tabella presente nell'EC7 all'Annex C:

PROGETTAZIONE ATI:

Kind of wall movement		v_a/h loose soil %	v_a/h dense soil %
a)		0,4 to 0,5	0,1 to 0,2
b)		0,2	0,05 to 0,1
c)		0,8 to 1,0	0,2 to 0,5
d)		0,4 to 0,5	0,1 to 0,2
where: v_a is the wall motion to mobilise active earth pressure h is the height of the wall			

Nello specifico sia i muri d'ala che quelli dello scatolare sono soggetti a Spinta a Riposo.

La spinta viene calcolata sulla base dei parametri del terreno riportati al §5.

In condizioni di equilibrio a riposo si definisce :

- Coefficiente di spinta a riposo K_0 :
 - **Errore. Non si possono creare oggetti dalla modifica di codici di campo.**

Mentre in condizioni di equilibrio limite plastico, la spinta viene definita mediante due coefficienti fondamentali: il coefficiente di spinta attiva e quello di spinta passiva. In particolare, il coefficiente di spinta attiva può essere calcolato con la teoria di Coulomb, ipotizzando superfici di rottura piane, mentre il coefficiente di spinta passiva può essere calcolato con la teoria di Caquot – Keresel, ipotizzando superfici di rottura curvilinee.

- Coefficiente di spinta attiva K_a (Teoria di Coulomb) :
 - **Errore. Non si possono creare oggetti dalla modifica di codici di campo.**

dove:

φ' è l'angolo di attrito del terreno;

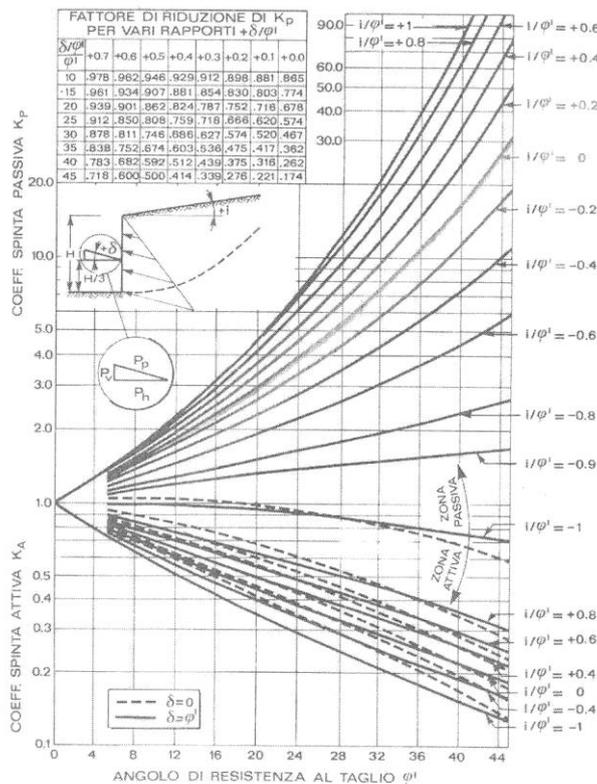
β è l'angolo d'inclinazione del diaframma rispetto all'asse verticale;

PROGETTAZIONE ATI:

δ è l'angolo di attrito "muro-terreno";

i è l'angolo d'inclinazione del terreno a monte della paratia rispetto all'asse orizzontale;

- Coefficiente di spinta passiva K_p (Teoria di Caquot – Kereisel):



Visto che le pareti sono realizzate in calcestruzzo armato, si impone un angolo di attrito "muri-terreno" pari a $\delta/\phi = 0.6$; ciò significa che in corrispondenza della superficie di contatto tra muro e terreno, la spinta agente presenta una componente verticale funzione dell'angolo δ .

1.1.15. SPINTA SISMICA DEL TERRENO

Le azioni in fase sismica sono costituite dalla sovra-spinta del terreno, dalla sovra-spinta dell'eventuale presenza di edifici o altri carichi permanenti, dalla sovra-spinta idrodinamica e dalle azioni inerziali delle strutture.

Le NTC 2018 specificano al punto 7.11.6.2.1 che è lecito procedere con l'analisi pseudo-statica considerando il cuneo di terreno a tergo dell'opera in stato limite attivo (Metodo Mononobe-Okabe) se la struttura può spostarsi, quindi seguendo le stesse restrizioni prese in considerazione per la spinta statica; per quei muri in cui non si mobilita la Spinta Attiva, si cerca un approccio alternativo come indicato dall'EC8 PART 5 al punto 7.3.2.1:

PROGETTAZIONE ATI:

- (3) Nel caso di strutture rigide, come muri di cantinato o muri a gravità fondati su roccia o su pali, si sviluppano spinte maggiori di quella attiva, ed è più appropriato ipotizzare il terreno in uno stato di riposo come mostrato nel punto E.9. Si raccomanda di ipotizzare ciò anche per i muri di contenimento tirantati ove non sia permesso alcun movimento.

E.9

Forze causate dalla spinta del terreno per strutture rigide

Nel caso di strutture rigide che sono completamente vincolate, in modo tale che non può svilupparsi nel terreno uno stato di spinta attiva, e per un muro verticale con terrapieno a superficie orizzontale, la forza dinamica dovuta all'incremento di spinta del terreno può essere preso uguale a:

$$\Delta P_d = \alpha \cdot S \cdot \gamma \cdot H^2 \quad (E.19)$$

dove:

H è l'altezza del muro.

Il punto di applicazione può essere preso a metà dell'altezza.

α è il rapporto ag/g

$S = ST \cdot SS$ dove: ST fattore Topografico e SS fattore Stratigrafico

Questa formulazione si adatta a quanto descritto dalle Norme Tecniche 2018 a proposito dei metodi di analisi pseudo-statici ed è conosciuta in letteratura come metodo di Wood.

Si utilizzano le formulazioni di Mononobe-Okabe per i muri soggetti a Spinta Attiva e le formulazioni di Wood per quelli soggetti a Spinta a Riposo.

In particolare, per i muri per cui ci si avvale della teoria di Mononobe – Okabe, i coefficienti di spinta utilizzati sono espressi nel seguente modo:

Errore. Non si possono creare oggetti dalla modifica di codici di campo.

Errore. Non si possono creare oggetti dalla modifica di codici di campo.

Errore. Non si possono creare oggetti dalla modifica di codici di campo.

dove:

β è l'angolo di inclinazione rispetto all'asse orizzontale della superficie del terrapieno;

δ è il valore dell'angolo di attrito "muro-terreno";

φ' è l'angolo d'attrito del terreno;

ψ è l'angolo di inclinazione rispetto all'asse orizzontale della superficie di monte della paratia;

θ è l'angolo che tiene conto dell'azione sismica.

Le spinte laterali provocate dai carichi permanenti o variabili a quota p.c., vengono valutate in maniera analoga a quanto detto sopra, per cui:

PROGETTAZIONE ATI:

- $s_2 = p \times K$ (spinte per unità di lunghezza),

dove:

p = carico permanente o variabile;

K = coefficiente di spinta attiva, a riposo o passiva.

Per quei muri in cui non si mobilita la Spinta Attiva, come detto in precedenza, ci si è avvalsi della teoria di Wood. Tale metodo si basa sull'ipotesi che la parete interrata sia soggetta a deformazioni limitate, tali da poter assumere che il terreno si trovi in fase elastica sia in condizioni statiche che durante il sisma.

La spinta totale di progetto E_d esercitata dal terrapieno ed agente sull'opera di sostegno, è data da:

- **Errore. Non si possono creare oggetti dalla modifica di codici di campo.**

dove:

a/g è l'accelerazione di progetto attesa al sito;

S è il coefficiente di sottosuolo;

γ^* è il peso specifico del terreno (definito di seguito);

H è l'altezza del muro.

La spinta ha punto di applicazione a metà dell'altezza H del muro, il che equivale ad applicare una pressione uniforme:

- **Errore. Non si possono creare oggetti dalla modifica di codici di campo.**

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

- **Errore. Non si possono creare oggetti dalla modifica di codici di campo.**

dove W è il peso degli elementi e dei sovraccarichi permanenti portati e va applicata nel baricentro dei pesi.

Nello specifico sia i muri d'ala che quelli dello scatolare sono soggetti a Spinta a Riposo pertanto si è adottata la teoria di Wood.

8 COMBINAZIONI DI CARICO

I carichi variabili da traffico devono essere tra loro combinati come indicato in tabella 5.1.IV; l'azione di traffico è quindi suddivisa in gruppi di carico che combinano in modo differente le varie componenti. Il singolo gruppo è poi trattato come singola azione Q_i e combinato nel modo ordinario con le altre azioni. I valori dei coefficienti per le diverse categorie di azioni sono riportati nella tabella 5.1.VI. Le azioni sono infine combinate come riportato nella tabella del punto 5.1.V

Per le combinazioni di carico occorre far riferimento ai paragrafi §2.5.3 e alle tabelle 5.1.IV - 5.1.V e 5.1.VI delle NTC18.

Nota 1

Vengono realizzati tre modelli di calcolo (*):

modello di calcolo 0	→ relativo alla fase 0 (sezione resistente: solo acciaio; modello di trave semplicem. appoggiata);
modello di calcolo 1	→ relativo alla fase 1 (sezione resistente: solo acciaio; soletta in cls: non reagente; modello di trave continua);
modello di calcolo 2	→ relativo alla fase 2 ($t=\infty$ - $n=E_a/E_c^*$; sezione resistente: A-CLS; $G_{1K}+G_{2K}+\text{ritiro}$; modello di trave continua);
modello di calcolo 3	→ relativo alla fase 3 ($t=0$ - $n=E_a/E_c$; sezione resistente: A-CLS; $Q_{iK}+\square T$; modello di trave continua)

- il calcolo della fase 0 viene condotto manualmente;
- il modello di calcolo 2 riporta nelle combinazioni di carico le ennuple involuppo denominate FASE 2 e FASE 3, che vengono attivate modificando semplicemente il valore del modulo elastico del calcestruzzo rispettivamente pari a E_c^* e E_c .

(*)

In alternativa è possibile implementare la funzione staged construction di SAP2000; si è constatato come la redazione di due modelli lineari risulti più agevole riguardo al controllo dei risultati

Nota 2

Nelle combinazioni di carico non vengono considerate come principali le sollecitazioni Q_{iK} ininfluenti ai fini della massimizzazione dei carichi (ad esempio, il carico neve viene considerato in permutazione affetto dal coeff. \square_0 ma non come principale);

Nota 3

Ai fini delle combinazioni globali, il modello di calcolo è interessato dalle sollecitazioni q_1 (gruppi di azioni 1 e 2 – schemi di carico 1 (tandem) e 5 (folla compatta)), dal ritiro (azione permanente), dal carico q_5 vento e neve (variabile), dalla azione della temperatura q_7 (a. variabile), dalle azioni sismiche (E); ai fini delle combinazioni di carico per gli effetti locali, oltre agli schemi 2 e 5, verrà utilizzato lo schema di carico 4 (q_1) e non lo schema 3 poiché il marciapiede è protetto da sicurtiva.

8.1 Combinazioni Geotecniche

Le verifiche della portanza del terreno di fondazione sono state condotte secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

Per ogni stato limite ultimo è stata rispettata la condizione generale:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e dove R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Effetto delle azioni e resistenza sono espresse in funzione delle azioni di progetto $\sum_F F_k$, dei parametri di progetto

X_k/γ_M e della geometria di progetto a_d .

La verifica della suddetta condizione è, in base al par 6.2.3.1 delle NTC 2018, stata effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Approccio 1 a doppia combinazione: Per la verifica delle paratie

Combinazione 1 → (A1+M1+R1) **STR**

Combinazione 2 → (A2+M2+R2) **GEO**

Approccio 2 a singola combinazione: Per la verifica di fondazioni su pali e muri di sostegno

Combinazione 1 → (A1+M1+R3) **STR/GEO**

Nelle verifiche di sicurezza eseguite, sono stati presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

Le verifiche sono state effettuate nei confronti dei seguenti stati limite: SLU di tipo geotecnico (GEO) collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno SLU di tipo strutturale (STR) raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Per ogni stato limite considerato, si è accertato che la condizione generale $E_d \leq R_d$ sia soddisfatta.

Le verifiche sono state condotte, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle successive tabelle, seguendo l'approccio 1 o 2:

Coefficienti parziali γ_F AZIONI per le verifiche agli stati limite ultimi per i SISTEMI GEOTECNICI

CARICHI	EFFETTO	COEFFICIENTE PARZIALE	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0.90	1.00	1.00
	Sfavorevole		1.10	1.30	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0.80	0.80	0.80
	Sfavorevole		1.50	1.50	1.30
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0.00	0.00	0.00
	Sfavorevole		1.50	1.50	1.30

PROGETTAZIONE ATI:

Il valore di progetto della resistenza R_d è stato determinato in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella successiva tabella tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R

Coefficienti parziali γ_F MATERIALI per le verifiche dei SISTEMI GEOTECNICI

PARAMETRI	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE	M1	M2
Tangente dell'angolo della resistenza a taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	C'_k	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	C_{uk}	γ_{cu}	1.00	1.40
Peso dell'unità di volume	γ	γ_{γ}	1.00	1.00

Coefficienti parziali γ_R per le verifiche delle FONDAZIONI SU PALI TRIVELLATI

RESISTENZA	COEFFICIENTE PARZIALE (γ_R)
Base	$\gamma_R = 1.35$
Laterale di compressione	$\gamma_R = 1.15$
Totale (*)	$\gamma_R = 1.30$
Laterale in trazione	$\gamma_R = 1.25$

9 VERIFICA STRUTTURALE PILE

9.1 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.II valgono solo se la sollecitazione di compressione normalizzata ν_k , ottenuta dividendo lo sforzo di progetto N_{Ed} per la resistenza a compressione semplice della sezione ($\nu_k = N_{Ed}/A_c f_{cd}$), non eccede il valore 0,3.

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

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

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	13910.00	2.00	SISMA_3_T	Combination	-8165	390	181	3	1472	2198
MIN N	14.00	0.00	INV_SLV_1	Combination	-22366	-276	-376	-7	-7658	-3507
MAX M2	14.00	0.00	INV_SLV_2	Combination	-17353	222	615	9	16382	2819
MIN M2	14.00	0.00	SISMA_2_T	Combination	-13270	-436	265	-9	-11143	-5019
MAX M3	14.00	0.00	SISMA_1_T	Combination	-12219	1229	265	-3	3385	13888
MIN M3	14.00	0.00	SISMA_1_T	Combination	-13265	-1241	-265	-3	3385	-14042
MAX V2	14.00	0.00	SISMA_1_T	Combination	-12219	1229	265	3	3385	-14042
MIN V2	14.00	0.00	SISMA_1_T	Combination	-13265	-1241	-265	-3	-3388	-14042
MAX V3	14.00	0.00	SISMA_2_T	Combination	-12213	424	872	9	11140	4865
MIN V3	14.00	0.00	SISMA_2_T	Combination	-13270	-436	-872	-9	-11143	-5019
MAX T	13910.00	0.00	INV_SLV_2	Combination	-14849	298	575	12	12963	2441
MIN T	4.00	0.00	INV_SLV_2	Combination	-20173	-296	-580	-12	-8920	-3021
e=IM2/NI	14.00	0.00	INV_SLV_2	Combination	-17353.18	222.14	615.46	9.23	16381.65	2197.81
e=IM3/N)	14.00	0.00	SISMA_1_T	Combination	-12218.74	1228.68	265.14	2.89	3385.28	13888.22

La massima reazione agente sulla pila è nell'involuppo SLU e ammonta a 22366 KN

Considerando la sezione di base della pila pari a 620x250 cm, si ha:

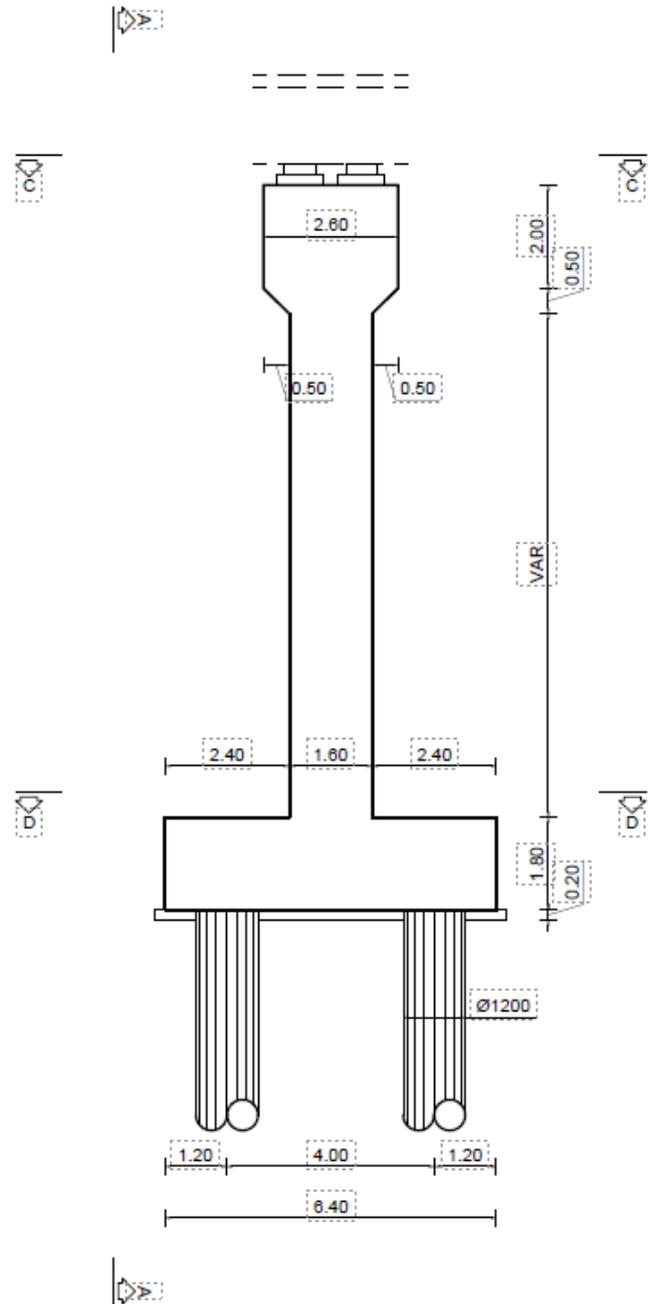
$$\nu_k = N_{Ed}/(A_c f_{cd}) = 22366E3/(6.20*2.50*E6*19.83) = 0.0727 = 7.27\% < 30\%$$

L'area della sezione cava posta a 2.0 m di quota ammonta a 7000000 mmq; volendo verificare anche il tasso di sforzo alla quota di 2.0 m, si ha:

PROGETTAZIONE ATI:

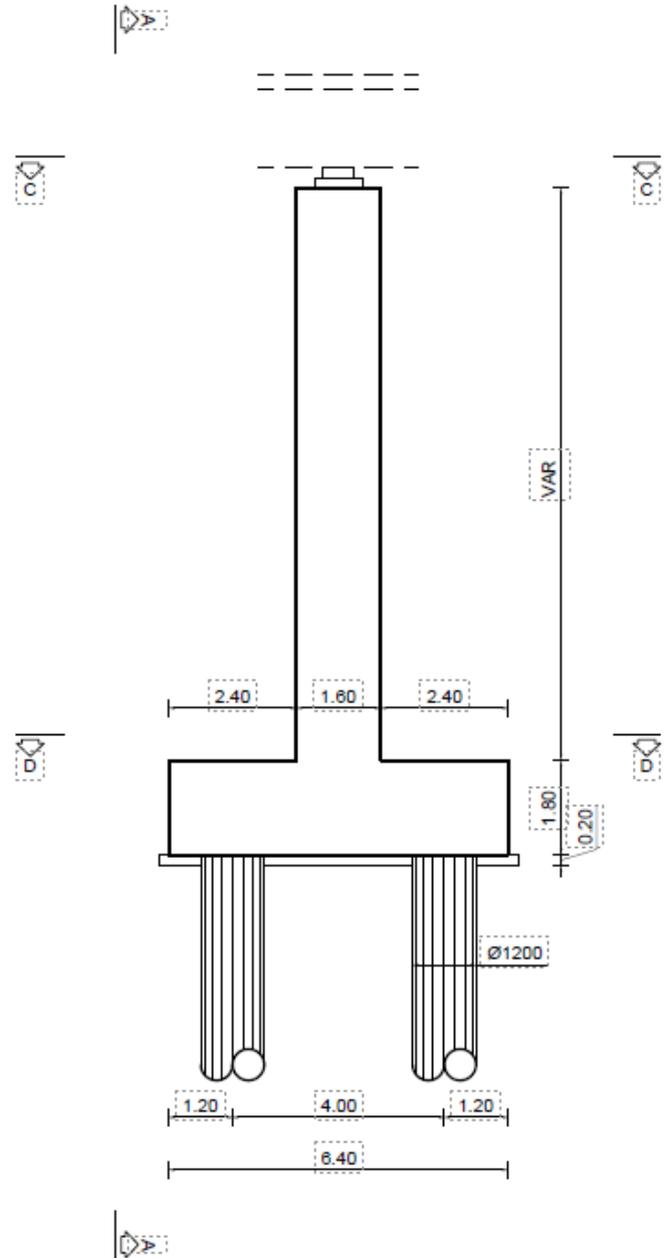
$$(22366E3 - (6.2 * 2.5 * 2 * 25)E3) / (7000000 * 19.83) = 0.155 = 15.5\% < 30\%$$

B-B SEZIONE TRASVERSALE



PROGETTAZIONE ATI:

B-B SEZIONE TRASVERSALE



PROGETTAZIONE ATI:

9.2 Peso proprio

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

Peso pulvino:	$18.25 \cdot 2.5 \cdot 25$	= 1140.62
Peso baggioli:	$3 \cdot 1.2 \cdot 0.3 \cdot 1.2$	= 1.3
Peso pila:	$(6.2 \cdot 2.5 \cdot (2+2) + 7.0 \cdot (12.5 - 2 \cdot 2)) \cdot 25$	= 4087.5
Tot:		= 4179.4 KN

9.3 Carichi variabili

1.1.16. TEMPERATURA

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

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

1.1.17. 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 1.19 KN/mq

$$\text{Sup. pulvino: } 18.25 \text{ mq} \quad \rightarrow F_{v,\text{pulv}} = 18.25 \cdot 1.19 = 21.72 \text{ KN}$$

$$\text{Sup. pila: } 77.5 \text{ mq} \quad \rightarrow F_{v,\text{pila}} = 77.5 \cdot 1.19 = 92.22 \text{ KN}$$

(7.4 KN/m sul lato 6.2 m; 3.0 KN/m sul lato 2.5 m)

1.1.18. AZIONE SISMICA

Per l'azione sismica si faccia riferimento al capitolo 5.8 (rel. Impalcato)

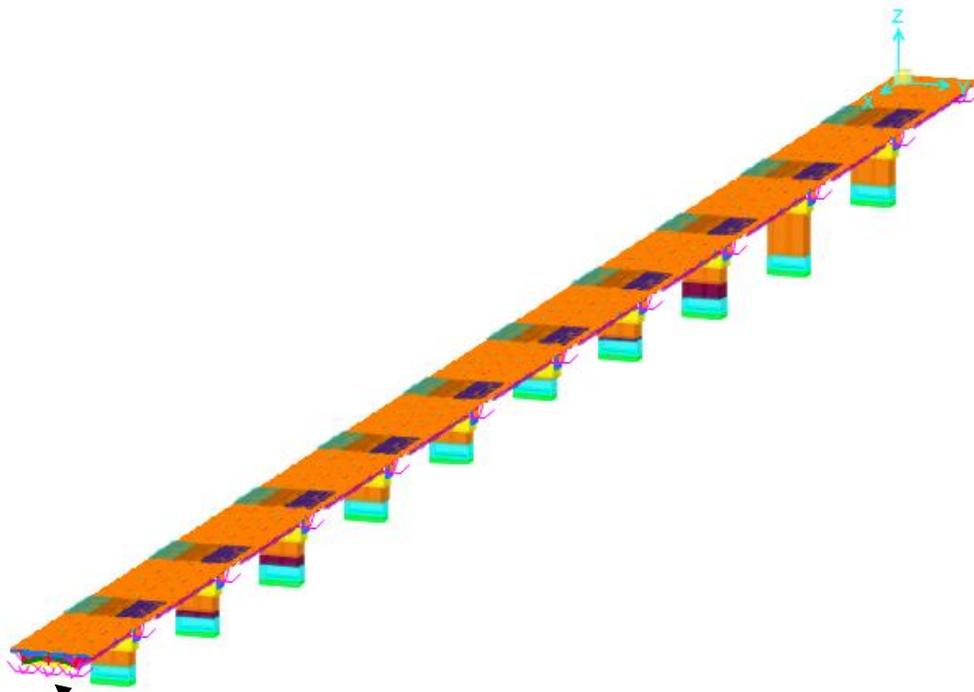
1.1.19. COMBINAZIONE SISMICA

Per l'azione sismica si faccia riferimento al capitolo 5.9 (rel. Impalcato)

9.4 Modellazione

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

PROGETTAZIONE ATI:



Link/Support Type: Friction Isolator

Property Name: ISOLATORI

Property Notes:

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

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...

P-Delta Parameters

Advanced...

OK

Cancel

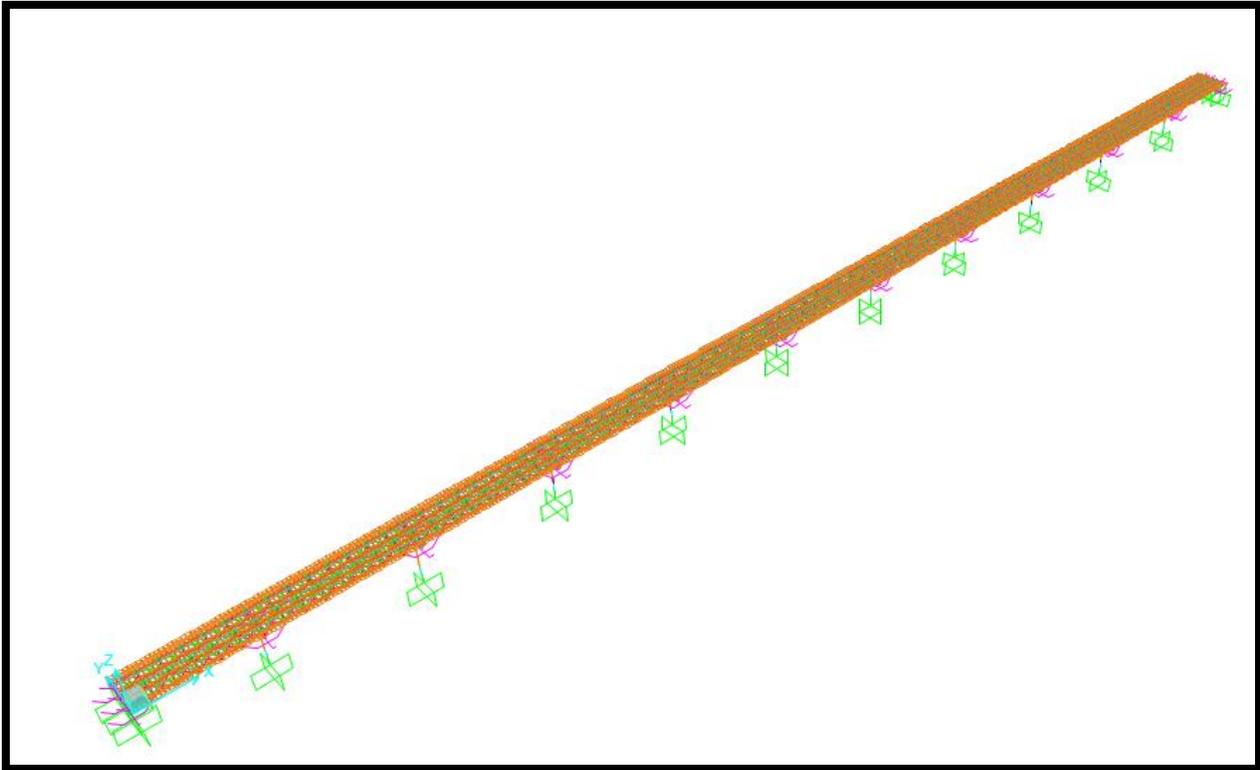
Fix All

Clear All

PROGETTAZIONE ATI:

9.5 Analisi modale

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



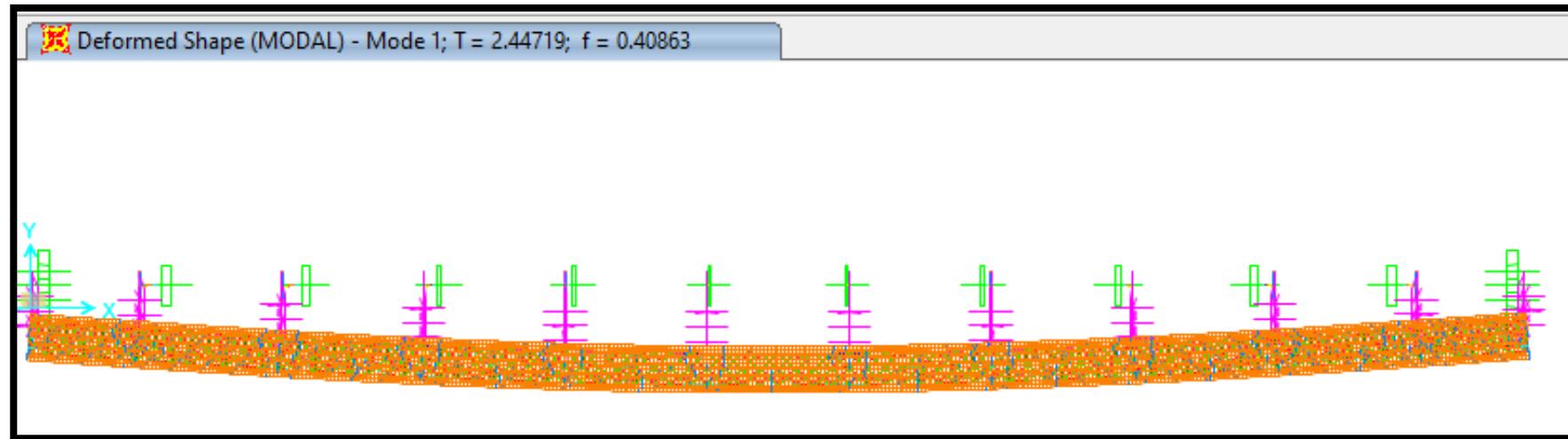
Sono stati considerati 500 modi; la massa eccitata ammonta al'85 % su X ed Y, e circa il 71% su Z. Di seguito si riporta la tabella dei primi 25 modi:

PROGETTAZIONE ATI:

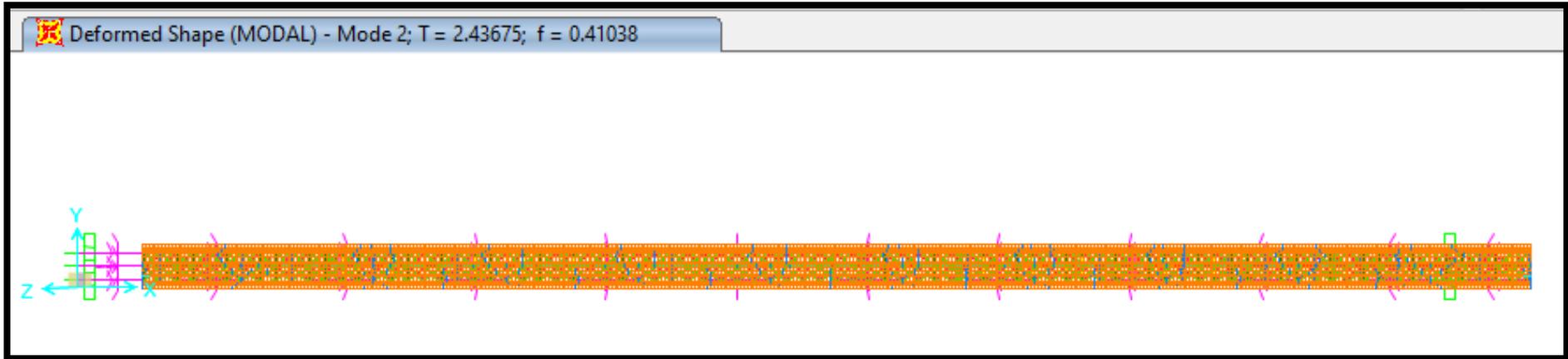
TABLE: Modal Participating Mass Ratios

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	2.45	0.00%	74.87%	0.00%	0.00%	74.87%	0.00%
MODAL	Mode	2	2.44	76.52%	0.00%	0.00%	76.52%	74.87%	0.00%
MODAL	Mode	3	2.34	0.00%	0.00%	0.00%	76.52%	74.87%	0.00%
MODAL	Mode	4	1.94	0.00%	1.52%	0.00%	76.52%	76.39%	0.00%
MODAL	Mode	5	1.16	0.00%	0.00%	0.00%	76.52%	76.39%	0.00%
MODAL	Mode	6	0.67	0.00%	0.00%	0.00%	76.52%	76.39%	0.00%
MODAL	Mode	7	0.42	0.00%	0.00%	0.00%	76.52%	76.39%	0.00%
MODAL	Mode	8	0.37	0.00%	0.00%	0.01%	76.52%	76.39%	0.01%
MODAL	Mode	9	0.36	0.00%	0.00%	0.00%	76.52%	76.39%	0.01%
MODAL	Mode	10	0.34	0.00%	0.00%	0.10%	76.52%	76.39%	0.11%
MODAL	Mode	11	0.31	0.00%	0.00%	0.00%	76.52%	76.39%	0.11%
MODAL	Mode	12	0.30	0.00%	0.00%	0.00%	76.52%	76.39%	0.11%
MODAL	Mode	13	0.29	0.00%	0.00%	0.47%	76.52%	76.39%	0.58%
MODAL	Mode	14	0.27	0.00%	0.00%	0.00%	76.52%	76.39%	0.59%
MODAL	Mode	15	0.25	0.00%	0.00%	2.98%	76.52%	76.39%	3.57%
MODAL	Mode	16	0.23	0.00%	0.00%	14.86%	76.52%	76.39%	18.43%
MODAL	Mode	17	0.23	0.00%	0.00%	0.15%	76.52%	76.39%	18.58%
MODAL	Mode	18	0.22	0.00%	0.00%	0.00%	76.52%	76.39%	18.58%
MODAL	Mode	19	0.22	0.00%	0.00%	19.87%	76.52%	76.39%	38.45%
MODAL	Mode	20	0.21	0.00%	0.00%	0.00%	76.52%	76.39%	38.45%
MODAL	Mode	21	0.20	0.00%	0.00%	0.00%	76.52%	76.39%	38.45%
MODAL	Mode	22	0.20	0.00%	0.00%	0.00%	76.52%	76.39%	38.45%
MODAL	Mode	23	0.20	0.00%	0.01%	0.00%	76.52%	76.40%	38.45%
MODAL	Mode	24	0.19	0.00%	0.00%	0.00%	76.52%	76.41%	38.45%
MODAL	Mode	25	0.19	0.00%	0.00%	0.00%	76.52%	76.41%	38.45%

PROGETTAZIONE ATI:



PROGETTAZIONE ATI:



PROGETTAZIONE ATI:

9.6 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	13910.00	2.00	SISMA_3_T	Combination	-8165	390	181	3	1472	2198
MIN N	14.00	0.00	INV_SLV_1	Combination	-22366	-276	-376	-7	-7658	-3507
MAX M2	14.00	0.00	INV_SLV_2	Combination	-17353	222	615	9	16382	2819
MIN M2	14.00	0.00	SISMA_2_T	Combination	-13270	-436	265	-9	-11143	-5019
MAX M3	14.00	0.00	SISMA_1_T	Combination	-12219	1229	265	-3	3385	13888
MIN M3	14.00	0.00	SISMA_1_T	Combination	-13265	-1241	-265	-3	3385	-14042
MAX V2	14.00	0.00	SISMA_1_T	Combination	-12219	1229	265	3	3385	-14042
MIN V2	14.00	0.00	SISMA_1_T	Combination	-13265	-1241	-265	-3	-3388	-14042
MAX V3	14.00	0.00	SISMA_2_T	Combination	-12213	424	872	9	11140	4865
MIN V3	14.00	0.00	SISMA_2_T	Combination	-13270	-436	-872	-9	-11143	-5019
MAX T	13910.00	0.00	INV_SLV_2	Combination	-14849	298	575	12	12963	2441
MIN T	4.00	0.00	INV_SLV_2	Combination	-20173	-296	-580	-12	-8920	-3021
e=IM2/NI	14.00	0.00	INV_SLV_2	Combination	-17353.18	222.14	615.46	9.23	16381.65	2197.81
e=IM3/N)	14.00	0.00	SISMA_1_T	Combination	-12218.74	1228.68	265.14	2.89	3385.28	13888.22

PROGETTAZIONE ATI:

9.7 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} .

PROGETTAZIONE ATI:

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:

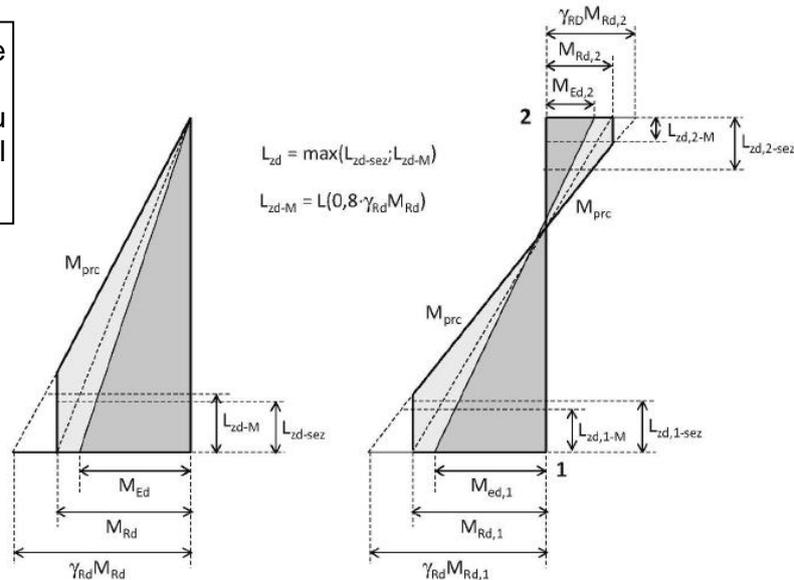


Figura C7.9.1 – Progettazione in capacità delle pile (schema a mensola e a doppio incastro)

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:

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

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 sovraresistenza 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 $q = 1$.

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_L

- 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}, 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:

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

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 mm^2) 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 mm^2) 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.

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_{pre} .

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.

1.1.20. VERIFICHE SLU

- Calcolo del fattore di comportamento q_0 e verifica del limite di compressione σ_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	620	250	
Φ_{barre}	Φ_{staffe}	copriferro	T1	Tc	Mrd	q_0	q
mm	mm	mm	sec	sec	KNm	Tab. 7.3.II	$q=q_0 \cdot Kr$
26	16	50	2.450	0.48	238826.00	$q_0 = 1.00$	1.00

NTC 7.9.2.1 - FATTORE DI COMPORTAMENTO							
Sforzo di compressione adimensionalizzato	$q_0(\sigma_k)$	$M_{ed,max}$	$M_{ed,min}$	$r_{i,max}$	$r_{i,min}$	$\rho = r_{i,max}/r_{i,min}$	Regolarità geometrica
$\sigma_k = Ned/(Ac \cdot f_{ck}) < 0,3$	$q_0(\sigma_k) = q_0 \cdot (\sigma_k / 0,3 - 1) / (q_0 - 1)$	KNm	KNm	$q_0 \cdot M_{ed} / M_{rd}$	$q_0 \cdot M_{ed} / M_{rd}$		Regolare per $\rho < 2$
0.041		16381.65	-11142.79	0.07	0.05	1.47	Ponte regolare
Kr	γ_{rd} (NTC C. 7.9.5)	Domanda a compressione		Verifica	μ_d	dE,e	dE,ed
-	Isolatore			$f_{cd} = 19.83$	Valutaz. degli spostam. $\Delta M = d_{ed} \cdot N - NTC18$ cap. 7.9.4 - 7.3.3.3		
-	$\max(1; 0,7 + 0,2q)$			7.28%	mm	mm	mm
1.00	1.00	<=65%		Verificato	1.00	2.85	2.85
							q
							$q = q_0 \cdot Kr$
							1.00

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

PROGETTAZIONE ATI:

Valutaz.degli spostam. ΔM=d.ed*N - NTC18		d _{p,ed}								
cap. 7.9.4 - 7.3.3.3		2.9 mm								
SOLLEC.	FRAME	STATION	OUTPUT CASE	CASE TYPE	P	V2	V3	T	M2	M3
MAX N	13910	2.00	SISMA_3_T	Combination	-8165	390	181	3	1496	2199
MIN N	14	0.00	INV_SLV_1	Combination	-22366	-276	-376	-7	-7722	-3508
MAX M2	14	0.00	INV_SLV_2	Combination	-17353	222	615	9	16431	2820
MIN M2	14	0.00	SISMA_2_T	Combination	-13270	-436	265	-9	-11181	-5020
MAX M3	14	0.00	SISMA_1_T	Combination	-12219	1229	265	-3	3420	13892
MIN M3	14	0.00	SISMA_1_T	Combination	-13265	-1241	-265	-3	3423	-14045
MAX V2	14	0.00	SISMA_1_T	Combination	-12219	1229	265	3	3420	-14045
MIN V2	14	0.00	SISMA_1_T	Combination	-13265	-1241	-265	-3	-3426	-14045
MAX V3	14	0.00	SISMA_2_T	Combination	-12213	424	872	9	11175	4866
MIN V3	14	0.00	SISMA_2_T	Combination	-13270	-436	-872	-9	-11181	-5020
MAX T	13910	0.00	INV_SLV_2	Combination	-14849	298	575	12	13005	2442
MIN T	4	0.00	INV_SLV_2	Combination	-20173	-296	-580	-12	-8977	-3022
e=IM2/N1	14	0.00	INV_SLV_2	Combination	-17353	222	615	9	16431	2198
e=IM3/N1	14	0.00	SISMA_1_T	Combination	-12219	1229	265	3	3420	13892

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

ARMATURE PILA							
N_file	Distanza fra le file	N_armature post	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	15.0	300	1592.79	155000.00	22365.61	57.16	465.00
As,min,cap.4	As,min,z.sism.	As,max,z.sism.	Interfero min	interasse	Ns,min	Ns,max	interasse
As,min	>=1%Ac	4%Ac	max(1Φ; 20 mm)	cm	n°	n°	Int. min = 5.2 cm
465.00	1550.00	6200.00	26	15.0	292	1168	Int. max = 20.0 cm
Interfero		Verifica					
min = 2.6 cm	As, min	VERIFICATO					
max = 17.4 cm	Interasse	VERIFICATO					

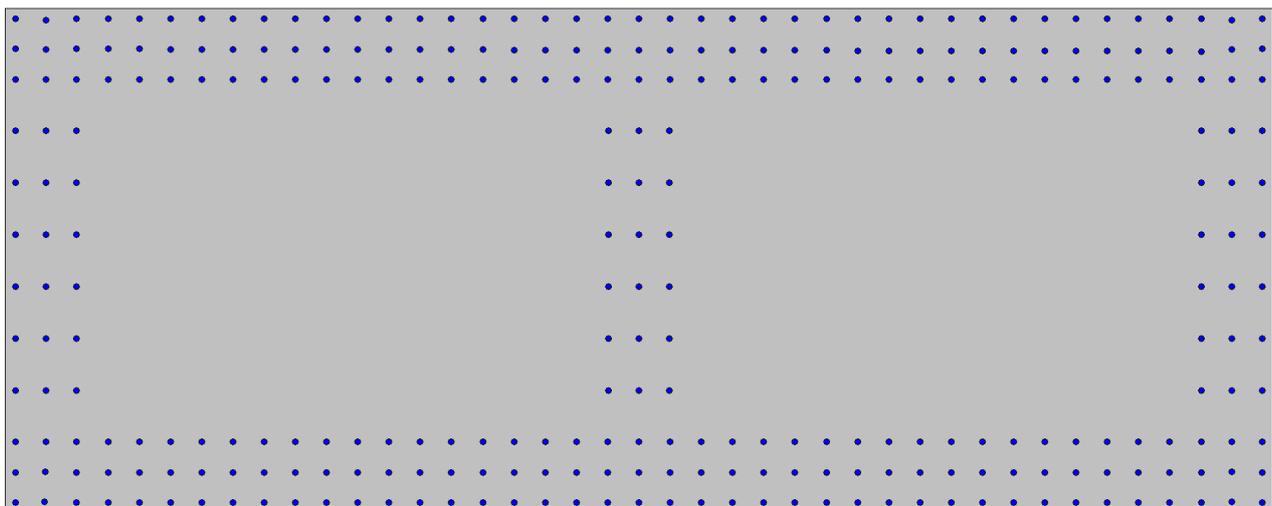
- Armature di confinamento, instabilità e calcolo della altezza della zona dissipativa:

Armature per il confinamento del nucleo di calcestruzzo - NTC18 7.9.6.1.1				non necessarie - $n_k \leq 0,08$			
Staffa	ωw_{req}	ωw_{min}	$w_{wd,r}$	N,fl - pila rettangolare		N,br,min	
	% mecc. armat.	% mecc.min armat.	% mecc.arm.di prog.	B = 620.0 cm	H = 250.0 cm	B = 620.0 cm	H = 250.0 cm
Rettangolare	0.01	0.12	0.08	41.0	12.0	21.0	7.0
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	6d,bl;1,5b* - NTC7.	$\sqrt{3b^*};200mm$ - NTC7.	min(s; S_L)	mmq	mm	-	
433.2 mm	156.0 mm	200.0 mm	156.0 mm	4222.3	2392.0	21.0	
Armature per contrastare l'instabilità delle barre verticali compresse - NTC18				non necessarie			
S_L	Disposizione spille						
passo max staffe	passo trasversale max						
6d,bl	Per pile rettangolari, le staffe devono		NTC 7.9.23	$S_{T,max}$			
156 mm	vincolare 1 barra vert. ogni 2; in ogni caso		202 mm	200 mm			
Dettagli costruttivi per le zone dissipative - NTC18 7.9.6.1.3							
$L_{ZD,sez}$	$H_{ZC,2}$	$L_{ZD,M}$ (Fig. C7.9.1)		H_{ZC} (L_{2D})			
H_{ZC} da geometria	Estensione ZC	CDA	CDB	Altezza zona crit. definitiva			
CDA		$L(0,8*\gamma_{rd}*M_{rd})$	$M_{rd} \leq 1,3M_{ed}$	0.0 mm			
			0.0 mm				

- Tabella riepilogativa:

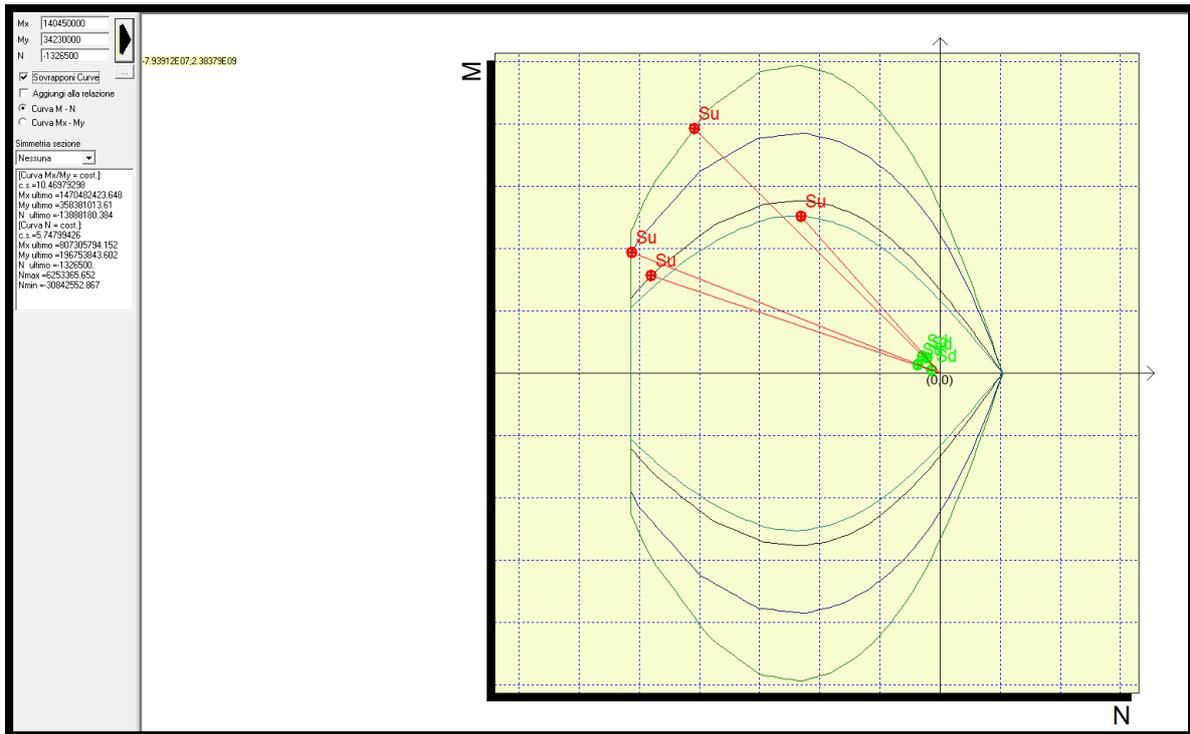
TABELLA RIEPILOGATIVA							
H_{ZC} ($L_{2d,sez}$)	$S_{T,max}$	Pst, design	N,br	γ_{rd} (NTC C. 7.9.5)	γ_{bd} (NTC C. 7.9.11)	Nl	Φ ,barre
Altezza zona crit.	dist. trasv. max fra due legature (max)	Passo staffe max. (duttilità)	n° braccia min per instabilità	fattore moltiplicativo M_{rd}	fattore moltiplicativo V_{rd}	N, armature longit. poste	Diam.barre long. (mm)
0.0 mm	200 mm	156.0 mm	21	1.00	1.25	300	26

Verifica sezione base pila (300 Φ 26)



Coeff.sicur. min = 10.47

PROGETTAZIONE ATI:



- Verifica a taglio

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 $V_{ed}=\gamma_{bd} \cdot V_{prc}$
	238826,00 KNm	130657,00 KNm	12,5 m	29558,64 KN	1240,8 KN	1,25	36948,3 KN
DIMENSIONI SEZIONE							
z	β	Non nec.arm.confin.					
braccio delle forze interne	angolo inclinaz.bielle NTC 7.9.5.1.1	B = 615 cm					
z=0,9d	21,8° - 45°	H = 245 cm					

➔ Taglio di calcolo: 36948 KN (zona critica)

Ponendo staffe $\Phi 16/15$ a 21 br. si ottiene un taglio resistente pari a 61068 KN per cui il coeff. di sicurezza vale:

$$\eta = 1.65$$

PROGETTAZIONE ATI:

B (cm)	H (cm)	c (cm)	Φ _{st} (mm)	n	N°	Φ (mm)	θ 21.8°<=θ<=45° (incl.bielle cls) (rotr.cont.bielle-staffe per teta=40.18°)	α 0°<=α<=90° (incl.staffe)	a ₁ (cm)
Larghezza anima	Altezza sezione	Copriferro	diametro staffa	n° braccia	n° ferri longitud.tesi	diametro f. long.			prolung. Along.
250	620	4	16	21	150	26	45,0	90,0	277
70									
Vsd (KN)	Ned (KN)	Vr,sd (KN)	s (cm)	Vr,cd (KN)	Verifica Vsd<Vr,cd	s (cm)	Vrd (KN)	η TrasLM =277,2 cm	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.	Coeff. Sicur. Vrd/Ved	(NTCB 4.1.23 ELEMENTI SENZA ARMAT. A TAGLIO)
36948	0	61068,3	24,8	73337	BIELLA OK	15	61068,3	1,65	5850,76

Al di fuori della zona critica ponendo min staffe Φ16/25 a 4 br. (sez.scapolare vuota) si ottiene un taglio resistente pari a 6979 KN per cui il coeff. di sicurezza vale:

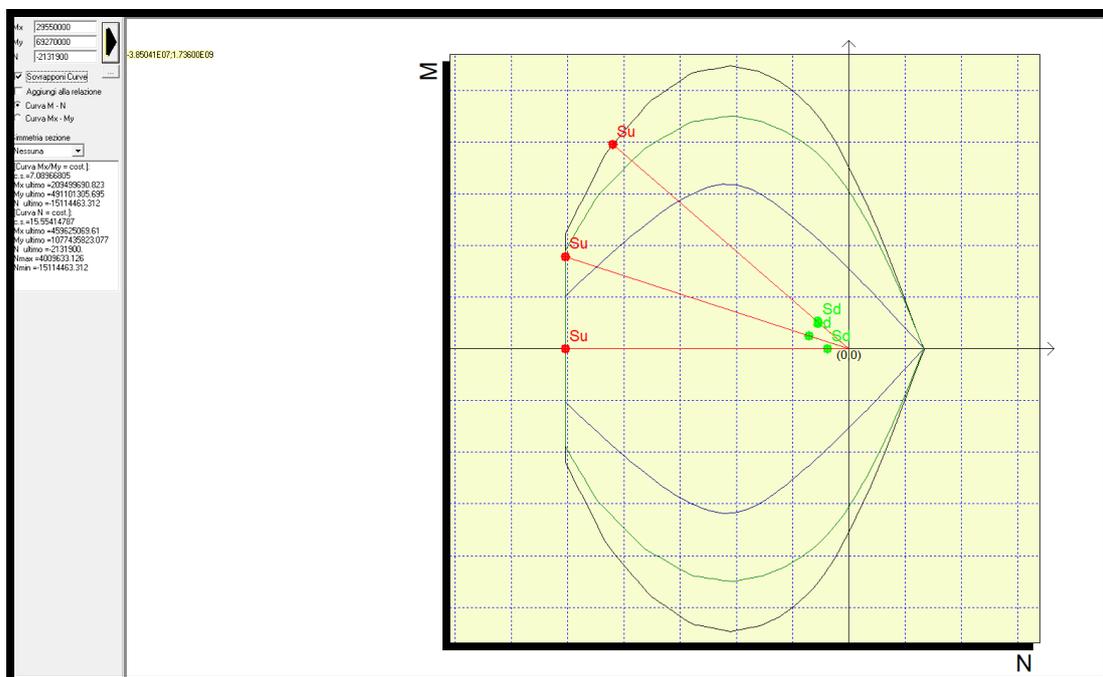
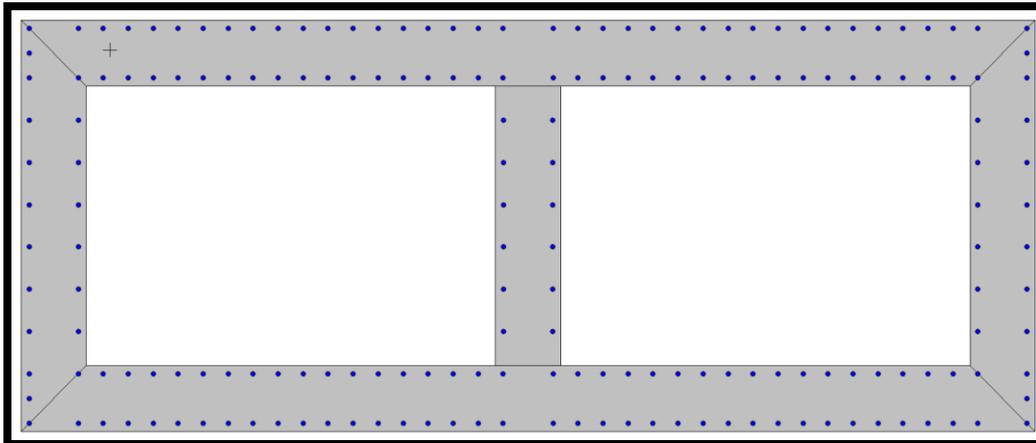
$$\eta = 2.25$$

B (cm)	H (cm)	c (cm)	Φ _{st} (mm)	n	N°	Φ (mm)	θ 21.8°<=θ<=45° (incl.bielle cls) (rotr.cont.bielle-staffe per teta=18.35°)	α 0°<=α<=90° (incl.staffe)	a ₁ (cm)
Larghezza anima	Altezza sezione	Copriferro	diametro staffa	n° braccia	n° ferri longitud.tesi	diametro f. long.			prolung. Along.
120	250	4	16	4	64	26	45,0	90,0	111
70									
Vsd (KN)	Ned (KN)	Vr,sd (KN)	s (cm)	Vr,cd (KN)	Verifica Vsd<Vr,cd	s (cm)	Vrd (KN)	η TrasLM =110,7 cm	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.	Coeff. Sicur. Vrd/Ved	(NTCB 4.1.23 ELEMENTI SENZA ARMAT. A TAGLIO)
1241	0	2787,2	56,1	14058	BIELLA OK	25	2787,2	2,25	1594,54

Per quanto attiene la verifica della pila sulla giacitura del fusto, si ha:

SOLLEC.	FRAME	STATION	OUTPUT CASE	CASE TYPE	P	V2	V3	T	M2	M3
MAX N	43,00	4,50	SISMA_3_T	Combination	-7699	392	233	4	1103	1180
MIN N	39,00	0,00	INV_SLV_1	Combination	-21319	-276	-373	-7	-6927	-2955
MAX M2	39,00	0,00	INV_SLV_2	Combination	-16307	222	610	9	15170	2375
MIN M2	39,00	0,00	INV_SLV_2	Combination	-20164	-247	262	-9	-9659	-2645
MAX M3	39,00	0,00	SISMA_1_T	Combination	-11445	1212	262	-3	2867	11441
MIN M3	39,00	0,00	SISMA_1_T	Combination	-12489	-1224	-262	-3	2867	-11570
MAX V2	39,00	0,00	SISMA_1_T	Combination	-11445	1212	262	3	2867	-11570
MIN V2	39,00	0,00	SISMA_1_T	Combination	-12489	-1224	-262	-3	-2870	-11570
MAX V3	39,00	0,00	SISMA_2_T	Combination	-11439	419	862	9	9428	4021
MIN V3	39,00	0,00	SISMA_2_T	Combination	-12494	-431	-862	-9	-9431	-4150
MAX T	12339,00	0,00	INV_SLV_2	Combination	-13802	298	569	12	11827	1845
MIN T	43,00	0,00	INV_SLV_2	Combination	-19127	-296	-574	-12	-7773	-2428
e=IM2/NI	39,00	0,00	INV_SLV_2	Combination	-16306,93	222,14	610,18	9,23	15170,04	1179,70
e=IM3/N	39,00	0,00	SISMA_1_T	Combination	-11444,77	1212,06	261,96	2,89	2866,73	11440,80

PROGETTAZIONE ATI:



Coef. sicurezza. minimo: 7.08

PROGETTAZIONE ATI:

1.1.21. VERIFICHE AD INSTABILITÀ

La verifica viene condotta in ottemperanza al cap. 4.1.2.3.9.2 delle NTC18:

4.1.2.3.9.2 Verifiche di stabilità per elementi snelli

Le verifiche di stabilità degli elementi snelli devono essere condotte attraverso un'analisi del secondo ordine che tenga conto degli effetti flessionali delle azioni assiali sulla configurazione deformata degli elementi stessi.

Si deve tenere adeguatamente conto delle imperfezioni geometriche e delle deformazioni viscoso per carichi di lunga durata.

Si devono assumere legami fra azioni interne e deformazioni in grado di descrivere in modo adeguato il comportamento non lineare dei materiali e gli effetti della fessurazione delle sezioni. Cautelativamente il contributo del calcestruzzo teso può essere trascurato.

Snellezza limite per pilastri singoli

In via approssimata gli effetti del secondo ordine in pilastri singoli possono essere trascurati se la snellezza λ non supera il valore limite

$$\lambda_{\text{lim}} = \frac{25}{\sqrt{v}} \quad [4.1.41]$$

dove

$v = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd})$ è l'azione assiale adimensionalizzata.

La snellezza è calcolata come rapporto tra la lunghezza libera di inflessione, l_0 , ed il raggio d'inerzia, i , della sezione di calcestruzzo non fessurato:

$$\lambda = l_0 / i \quad [4.1.42]$$

dove in particolare l_0 va definita in base ai vincoli d'estremità ed all'interazione con eventuali elementi contigui.

Per le pareti il calcolo di l_0 deve tenere conto delle condizioni di vincolo sui quattro lati e del rapporto tra le dimensioni principali nel piano.

Raggio inerzia pila: $i^2 = J/A$ dove $J = \pi r^4/64$

VERIFICA INSTABILITA' PILA (ntc18 CAP 4.1.2.3.9.2)				
Sforzo di compressione adimensionalizzato	Φ ,pila	A pila	J pila,min	$i = J/A^{0.5}$ (r.inerzia)
$\nu_k = N_{ed}/(A_c \cdot f_{cd})$	cm	cm ²	cm ⁴	cm
0.073	0	155000.0	650000000.0	64.8
l pila	l ₀ pila	λ ,pila (l ₀ /i)	λ ,lim (25/v ^{0.5})	VERIFICA
cm	cm	-	-	$\lambda \leq \lambda$,lim
1250.0	2500.0	38.605	92.686	Verificato

1.1.22. VERIFICHE SLE

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

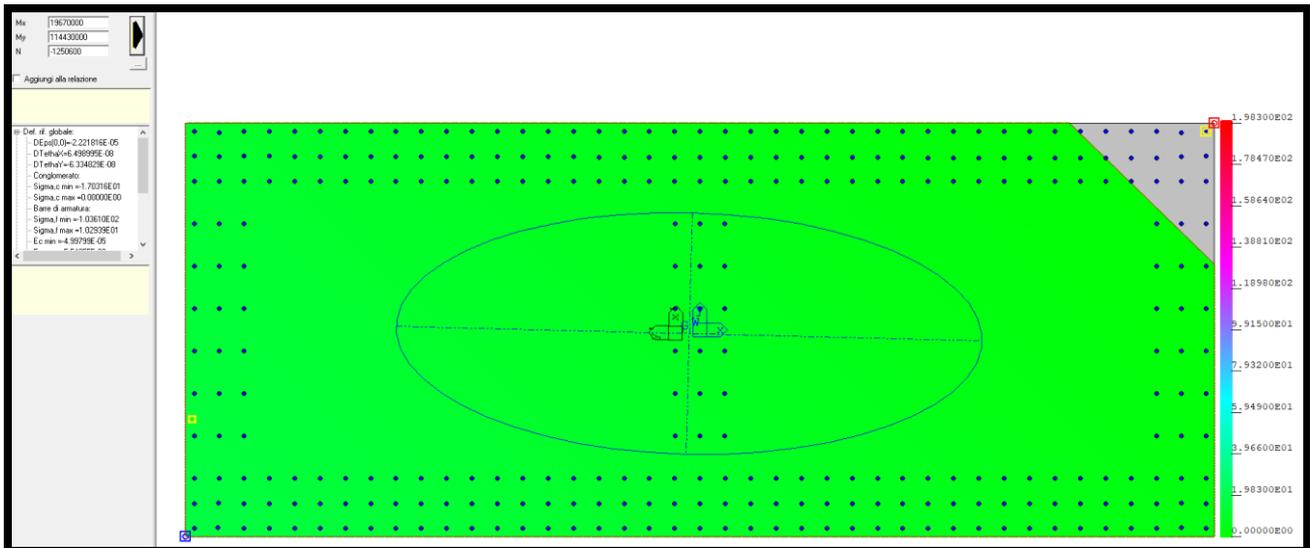
Le tabelle seguenti riportano le ennuple contemporanee delle massime sollecitazioni agenti nelle due combinazioni di carico:

PROGETTAZIONE ATI:

Combinazione caratteristica:

SOLLEC.	FRAME	STATION	OUTPUT CASE	CASE TYPE	P	V2	V3	T	M2	M3
MAX N	13910	2	INV_SLE_RARA_3	Combination	-9635	301	230	6	7019	1864
MIN N	14	0	INV_SLE_RARA_1	Combination	-16209	-192	-252	-5	-5258	-2442
MAX M2	14	0	INV_SLE_RARA_2	Combination	-12506	155	411	6	11443	1967
MIN M2	14	0	INV_SLE_RARA_2	Combination	-15353	-171	248	-6	-7365	-2170
MAX M3	14	0	INV_SLE_RARA_3	Combination	-12476	211	248	-4	8956	2676
MIN M3	14	0	INV_SLE_RARA_3	Combination	-15382	-246	-250	-4	7475	-3123
MAX V2	13910	0	INV_SLE_RARA_3	Combination	-10410	301	233	6	7475	-3052
MIN V2	4	0	INV_SLE_RARA_3	Combination	-14852	-300	-234	-6	-4092	-3052
MAX V3	167	0	INV_SLE_RARA_2	Combination	-11504	81	432	1	9825	621
MIN V3	167	0	INV_SLE_RARA_2	Combination	-14336	-78	-433	-1	-5692	-603
MAX T	13910	0	INV_SLE_RARA_2	Combination	-10720	205	384	8	9138	1678
MIN T	4	0	INV_SLE_RARA_2	Combination	-14565	-204	-387	-8	-6057	-2077
e=IM2/NI	14	0	INV_SLE_RARA_2	Combination	-12506,04	155,02	410,74	6,24	11443,46	1864,22
e=IM3/N)	13910	0	INV_SLE_RARA_3	Combination	-10410,02	301,17	232,60	5,50	7475,30	2466,56

PROGETTAZIONE ATI:

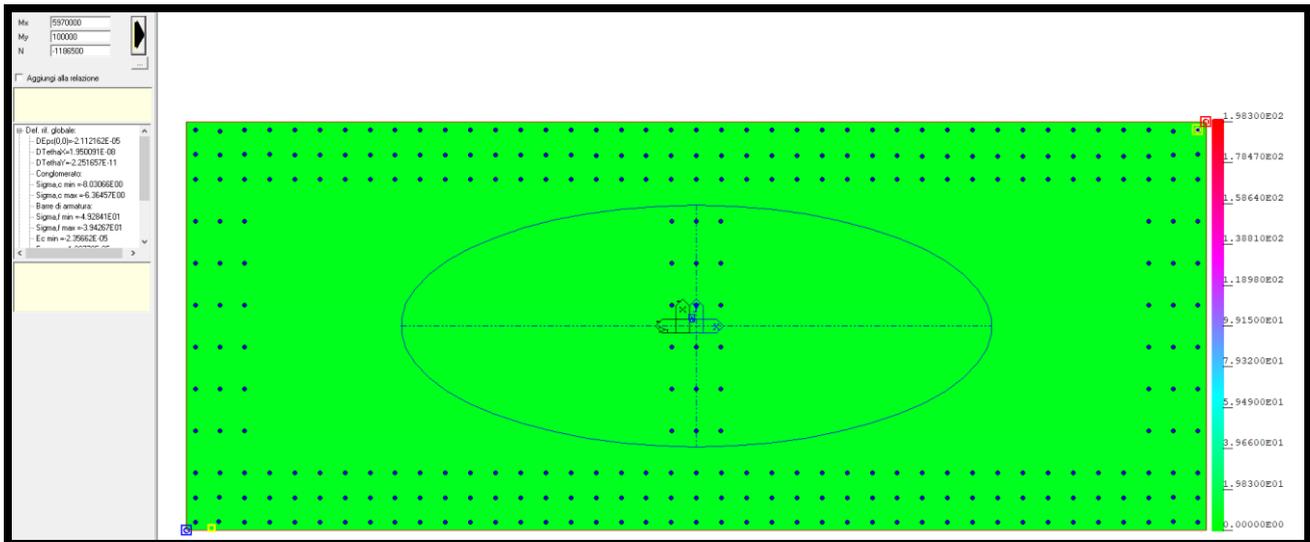


$\sigma_c = 1.7 \text{ Mpa} < 0.60 f_{ck} = 21.0 \text{ Mpa}$ verificato
 $\sigma_s = -10.36 \text{ MPa} < 0.8 f_{yk}$ verificato

Combinazione quasi permanente:

SOLLEC.	FRAME	STATION	OUTPUT CASE	CASE TYPE	P	V2	V3	T	M2	M3
MAX N	13910	2	SLE_Q.PERM.2	Combination	-10580	-4	0	0	-15	-25
MIN N	14	0	SLE_Q.PERM.2	Combination	-12742	6	0	0	-2	76
MAX M2	167	0	SLE_Q.PERM.2	Combination	-11744	-1	0	0	2	-6
MIN M2	4	0	SLE_Q.PERM.2	Combination	-11704	4	0	0	-16	43
MAX M3	4	0	SLE_Q.PERM.1	Combination	-11865	59	0	0	-10	597
MIN M3	13910	0	SLE_Q.PERM.1	Combination	-11522	-58	0	0	-10	-477
MAX V2	4	0	SLE_Q.PERM.1	Combination	-11865	59	0	0	-10	-477
MIN V2	13910	0	SLE_Q.PERM.1	Combination	-11522	-58	0	0	-10	-477
MAX V3	38	0	SLE_Q.PERM.2	Combination	-11481	1	0	0	2	5
MIN V3	13910	0	SLE_Q.PERM.2	Combination	-11355	-4	0	0	-15	-34
MAX T	4	0	SLE_Q.PERM.2	Combination	-11704	4	0	0	-16	43
MIN T	13910	0	SLE_Q.PERM.2	Combination	-11355	-4	0	0	-15	-34
e=IM2/NI	13910	2	SLE_Q.PERM.2	Combination	-10579,65	-4,12	-0,23	-0,08	-15,03	-25,49
e=IM3/N)	4	0	SLE_Q.PERM.1	Combination	-11864,64	58,56	-0,20	0,07	-10,03	596,68

PROGETTAZIONE ATI:



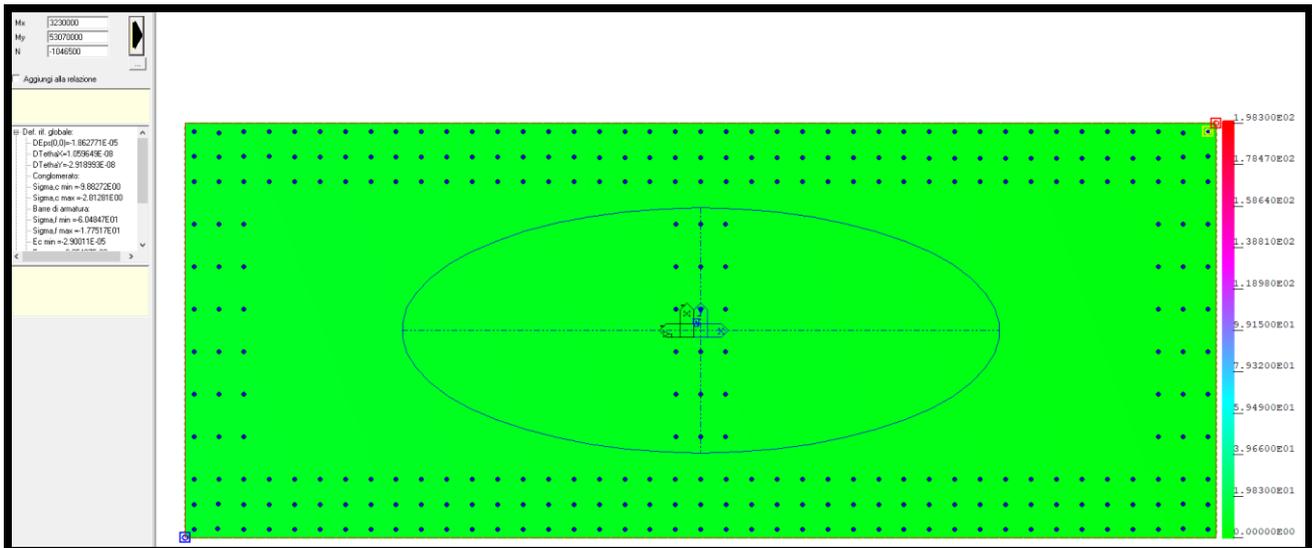
$$\sigma_c = 0.80 \text{ Mpa} < 0.45 f_{ck} = 15.75 \text{ Mpa}$$

verificato

Combinazione frequente:

SOLLEC.	FRAME	STATION	OUTPUT CASE	CASE TYPE	P	V2	V3	T	M2	M3
MAX N	13910	2	INV_SLE_FREQ_1	Combination	-10022	181	6	1	4958	1119
MIN N	14	0	INV_SLE_FREQ_1	Combination	-15346	-152	-6	-1	-1145	-1932
MAX M2	38	2	INV_SLE_FREQ_1	Combination	-10465	77	3	1	5307	323
MIN M2	12337	0	INV_SLE_FREQ_1	Combination	-14735	-142	4	-1	-1156	-1306
MAX M3	14	0	INV_SLE_FREQ_1	Combination	-12514	141	4	-1	5224	1790
MIN M3	14	0	INV_SLE_FREQ_1	Combination	-15346	-152	-6	-1	4963	-1932
MAX V2	13910	0	INV_SLE_FREQ_1	Combination	-10797	181	6	1	4963	-1833
MIN V2	4	0	INV_SLE_FREQ_1	Combination	-14493	-180	-5	-1	-1119	-1833
MAX V3	4	0	INV_SLE_FREQ_1	Combination	-11179	157	6	1	4951	1600
MIN V3	14	0	INV_SLE_FREQ_1	Combination	-15346	-152	-6	-1	-1145	-1932
MAX T	13910	0	INV_SLE_FREQ_1	Combination	-10797	181	6	1	4963	1481
MIN T	4	0	INV_SLE_FREQ_1	Combination	-14493	-180	-5	-1	-1119	-1833
e=IM2/NI	38	2	INV_SLE_FREQ_1	Combination	-10464,62	77,00	2,53	0,80	5307,22	1119,17
e=IM3/N)	4	0	INV_SLE_FREQ_1	Combination	-11178,63	157,02	6,12	1,04	4951,48	1600,07

PROGETTAZIONE ATI:



→ Tensione limite di decompressione:
 $\sigma_t = 3.21 / 1.2 = 2.67 \text{ Mpa}$

Sezione interamente compressa → verificato

1.1.23. VERIFICA A FESSURAZIONE

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			Fy,nom	E	f _{yd}	ε _y	α _{cc}
			Tens caratt di snervam.	Modulo elastico acc.	(N/mmq)	(N/mmq)	coeff ridutt. carichi lunga dur.
			(N/mmq)		(N/mmq)	Res_ di calcolo acc.	
			450	210000	391.3	0.186%	0.85
Rck	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 _{ck}	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.

10

11 VERIFICA STRUTTURALE FOND. PILE E SPALLE

Per la verifica strutturale delle fondazioni di pile e spalle le fondazioni del viadotto vengono modellate con il software Sismicad 12.17

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

11.1 SOFTWARE DI CALCOLO

Come detto in precedenza il codice di calcolo utilizzato è il software Sismicad 12.17

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

11.2 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

PROGETTAZIONE ATI:

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.

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 rigidezza 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 rigidezza flessionale e torsionale per effetto della fessurazione del conglomerato cementizio. E' previsto un moltiplicatore della rigidezza 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

PROGETTAZIONE ATI:

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 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 rigidità 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-piastra con passo massimo assegnato in fase di immissione dati; nel caso di platee di fondazione i nodi sono collegati al suolo da molle aventi rigidità 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

PROGETTAZIONE ATI:

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.

11.3 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 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**

11.4 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.

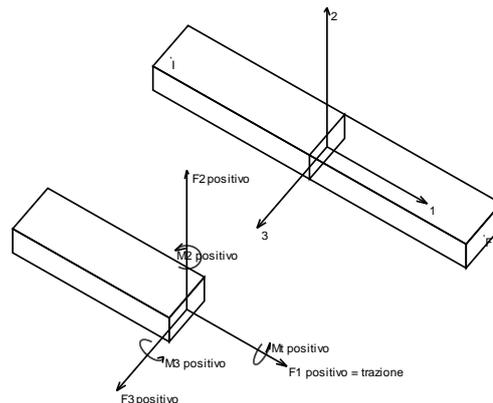
11.5 CONVENZIONE DI OUTPUT ELEMENTI FRAME

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;



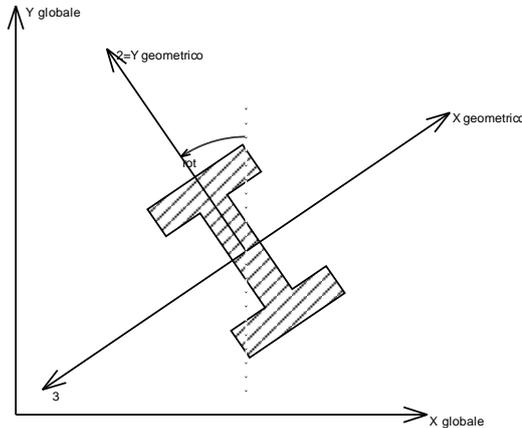
La convenzione sui segni per i parametri di sollecitazione delle aste è la seguente: presa un'asta con nodo iniziale i e nodo finale f , asse 1 che va da i a f , assi 2 e 3 presi secondo quanto indicato nei paragrafi successivi relativi al sistema locale delle aste sezionando l'asta in un punto e considerando 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.

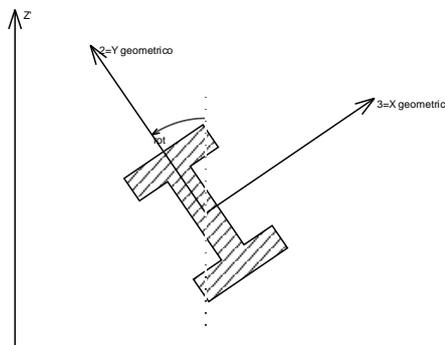
Nel seguito si indica con 1, 2 e 3 il sistema locale dell'asta che non sempre coincide con gli assi principali della sezione. Si ricorda che per assi principali si intendono gli assi rispetto a cui si ha il raggio di inerzia minimo e massimo. Gli assi 1, 2 e 3 rispettano la regola della mano destra.

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).

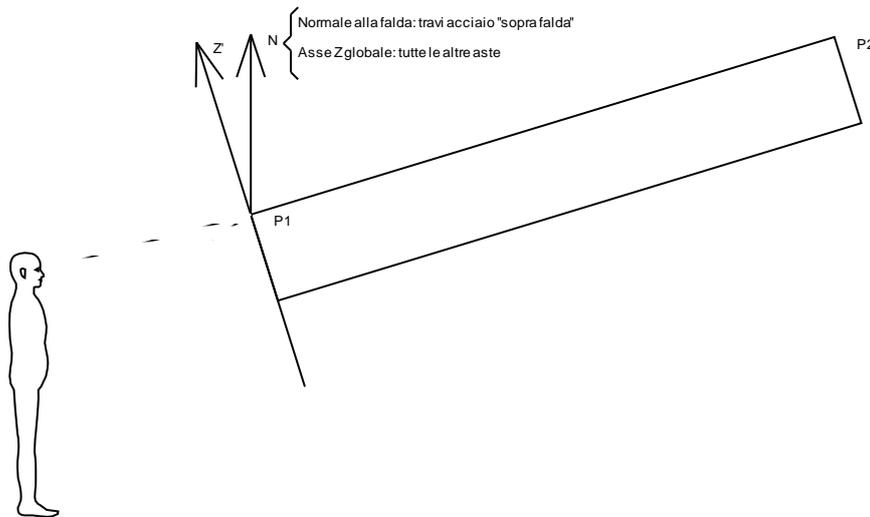
Sistema locale aste non verticali



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

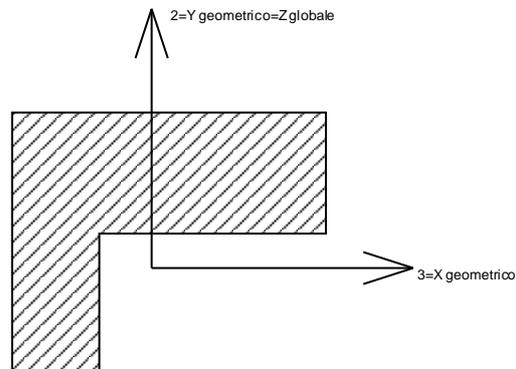
L'asse Z' è illustrato nella figura seguente dove:

- 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



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:

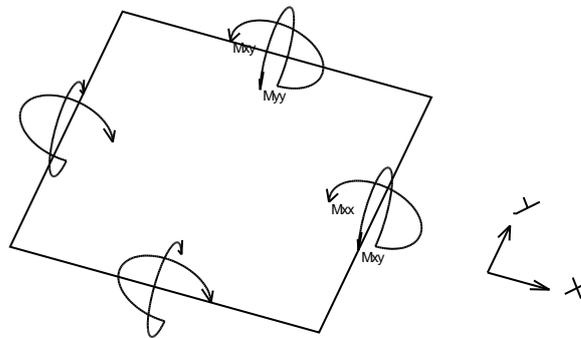
- Forza in kN;
- Lunghezza in m.

PROGETTAZIONE ATI:

11.6 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} .

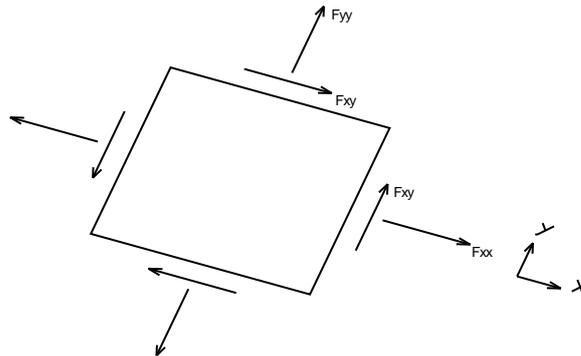


Si definiscono:

- 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:

11.1 **MODELLAZIONE DELLE FONDAZIONI DEL VIADOTTO**

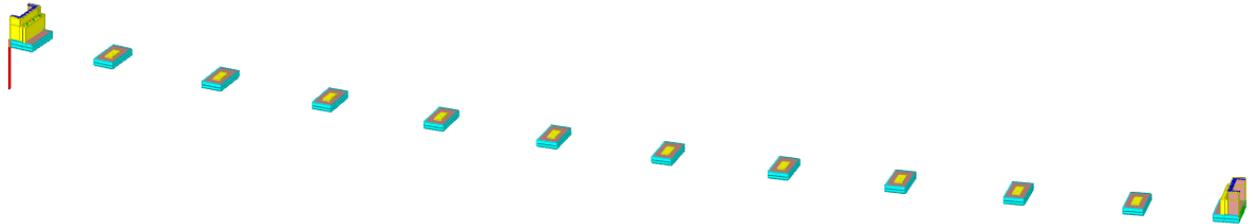


Figura 11.1 Modellazione fondazioni del viadotto

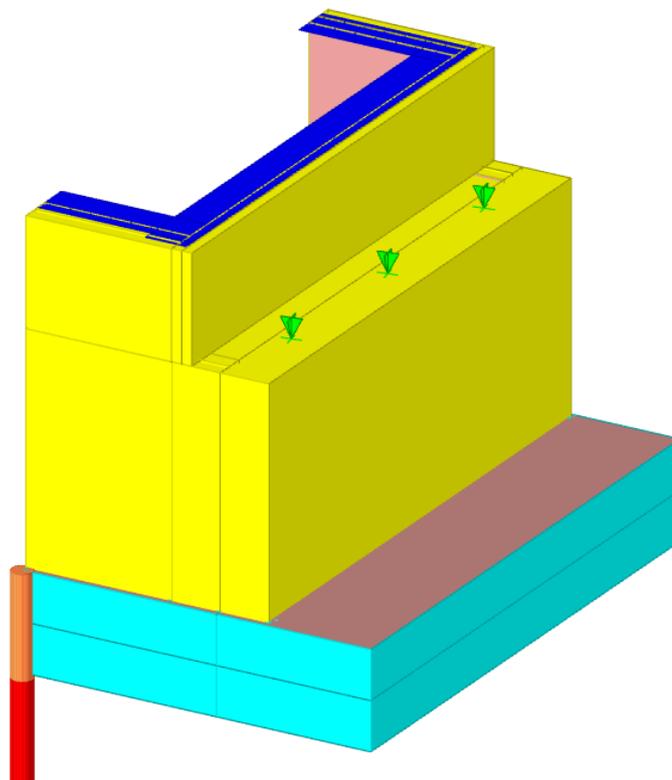


Figura 11.2 Modellazione spalla del viadotto

PROGETTAZIONE ATI:

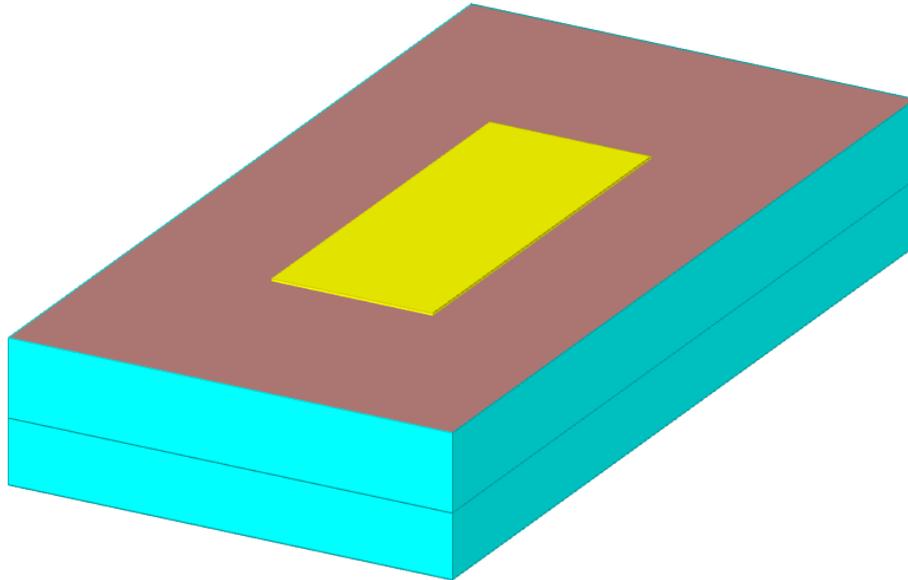


Figura 11.3 Modellazione plinto pila

IPOSTESI DI MODELLAZIONE

Per massimizzare le sollecitazioni sulla struttura della pila si è ipotizzato suolo elastico alla winkler con $k_v=10000 \text{ KN/m}^3$ e $k_h=0.5 k_v$

SPALLA

Fondazione sp. 240

Muro spalla sp.240

PILA

Plinto di fondazione sp.220

PROGETTAZIONE ATI:

11.2 RISULTATI DELLA MODELLAZIONE

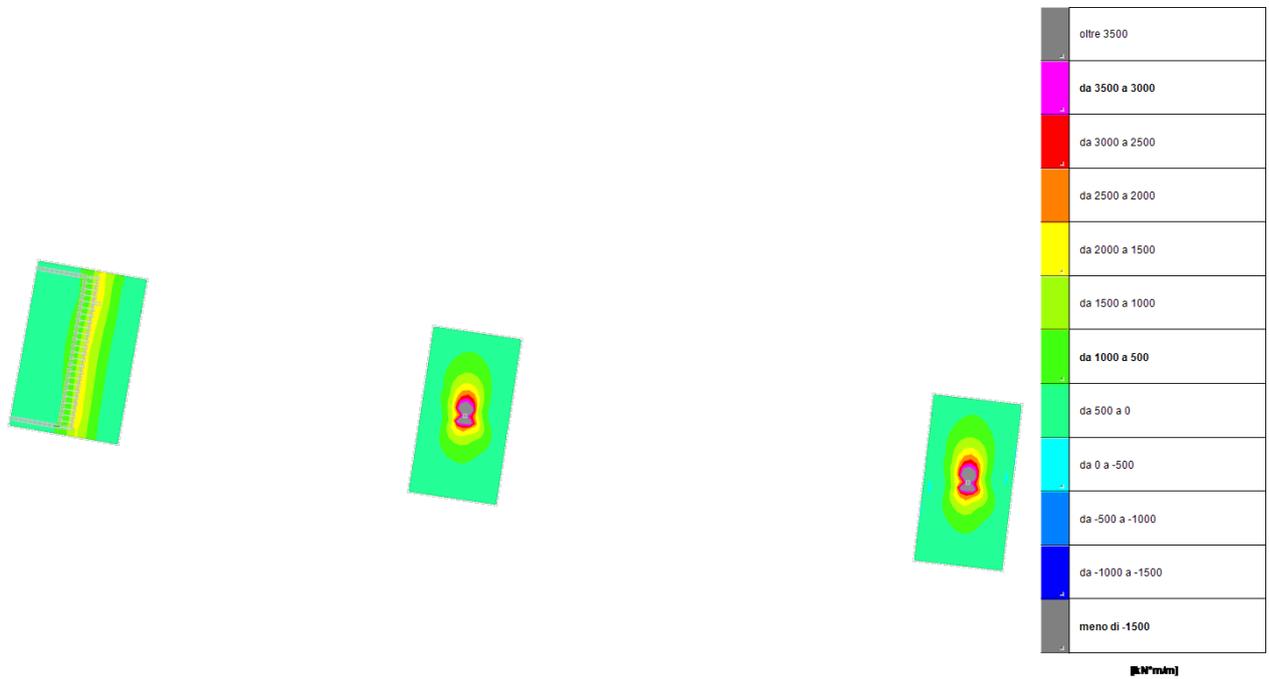


Figura 11.4 Momenti flettenti – Mxx – ENV SLU-SISMA - Massimi

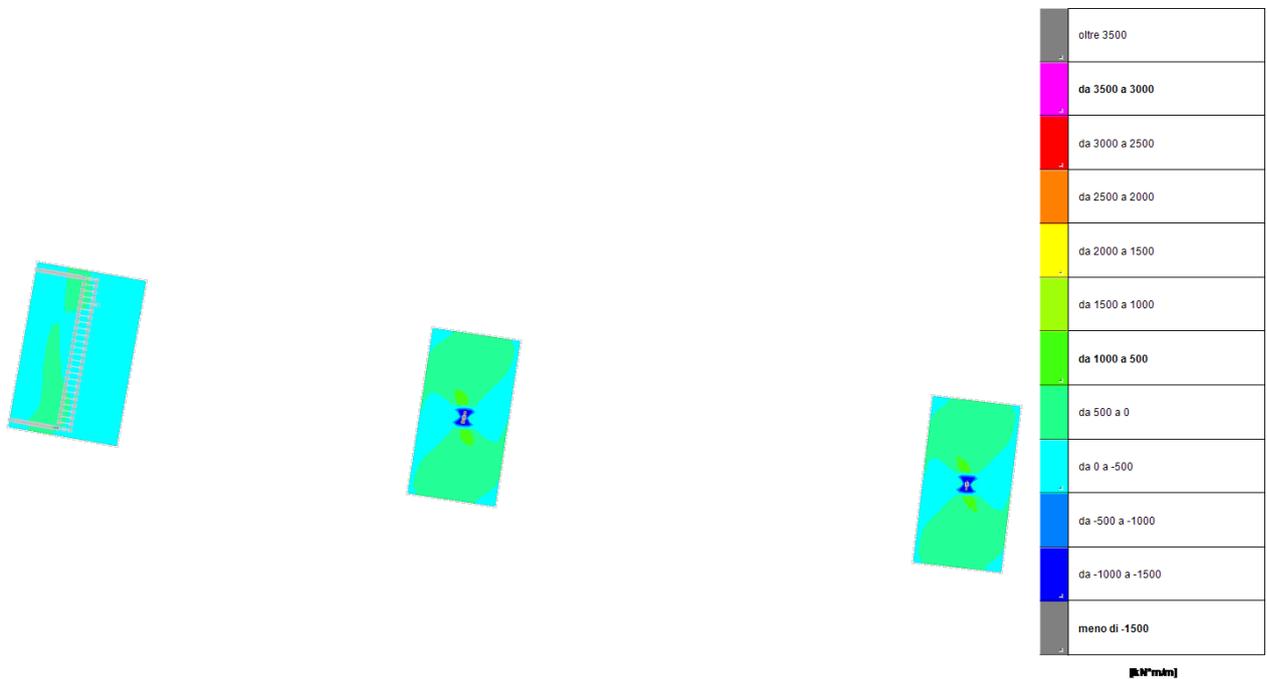


Figura 11.5 Momenti flettenti – Mxx – ENV SLU-SISMA - Minimi

PROGETTAZIONE ATI:

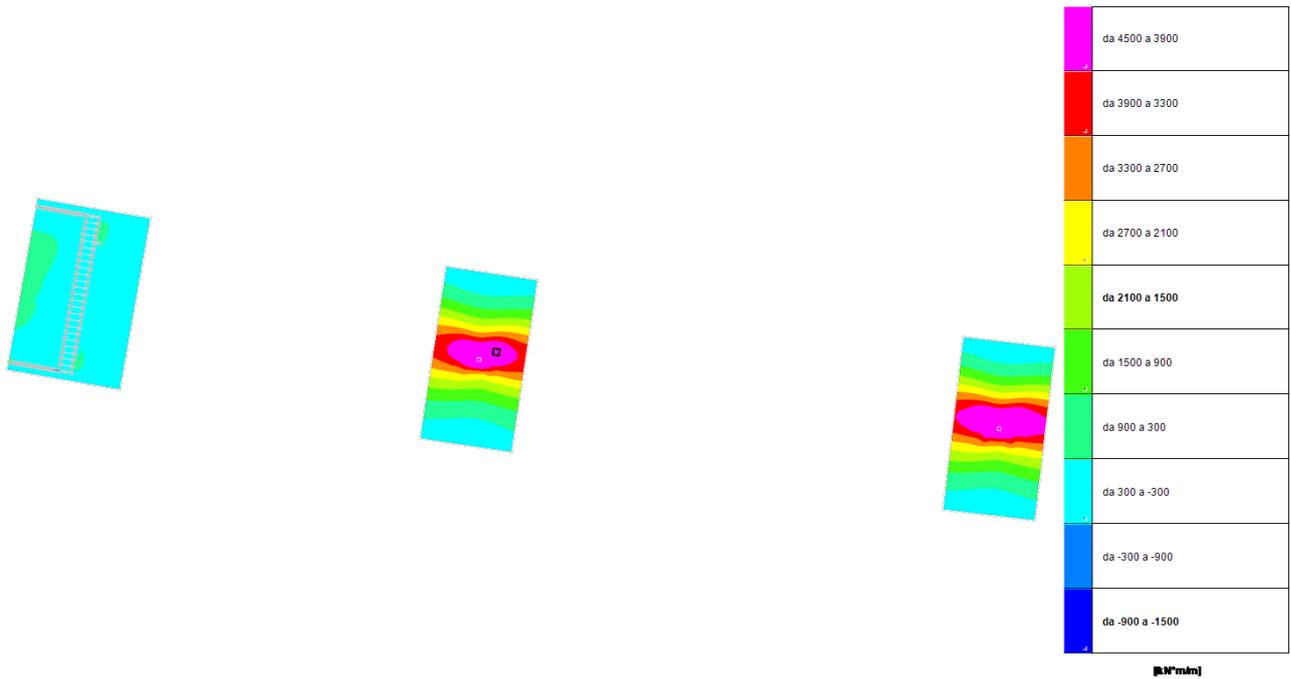


Figura 11.6 Momenti flettenti – Myy – ENV SLU-SISMA - Massimi

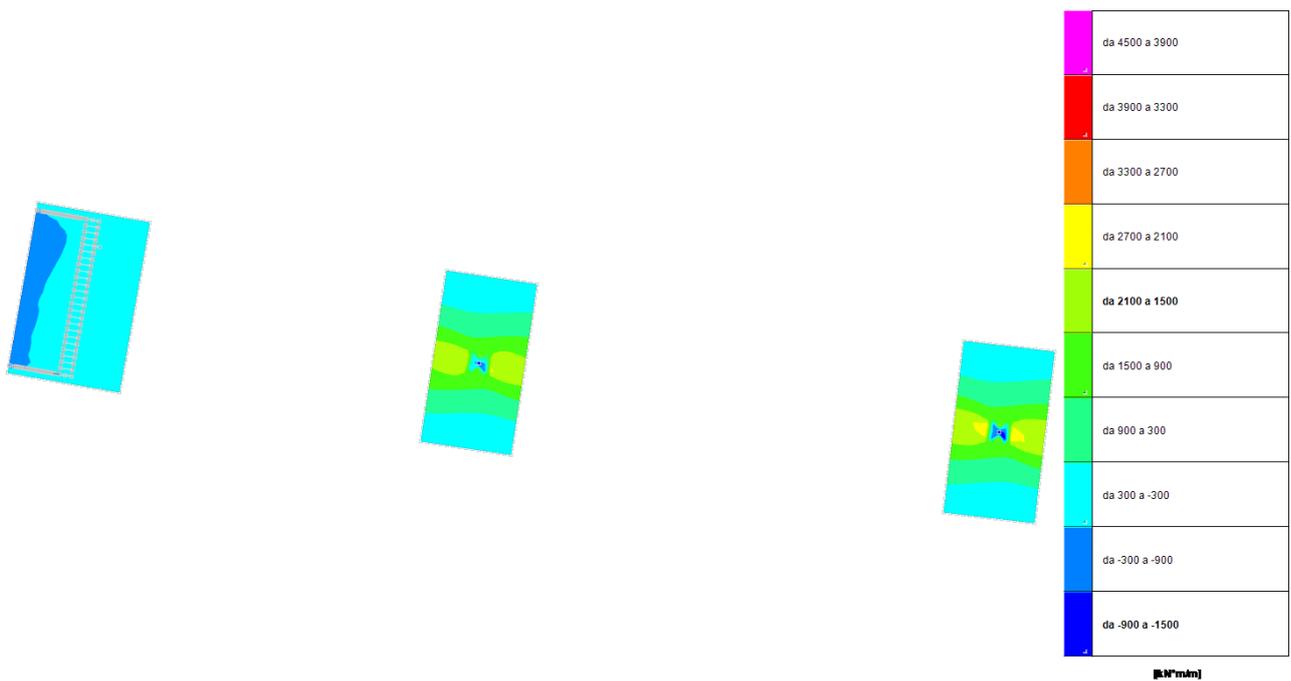


Figura 11.7 Momenti flettenti – Myy – ENV SLU-SISMA - Minimi

PROGETTAZIONE ATI:

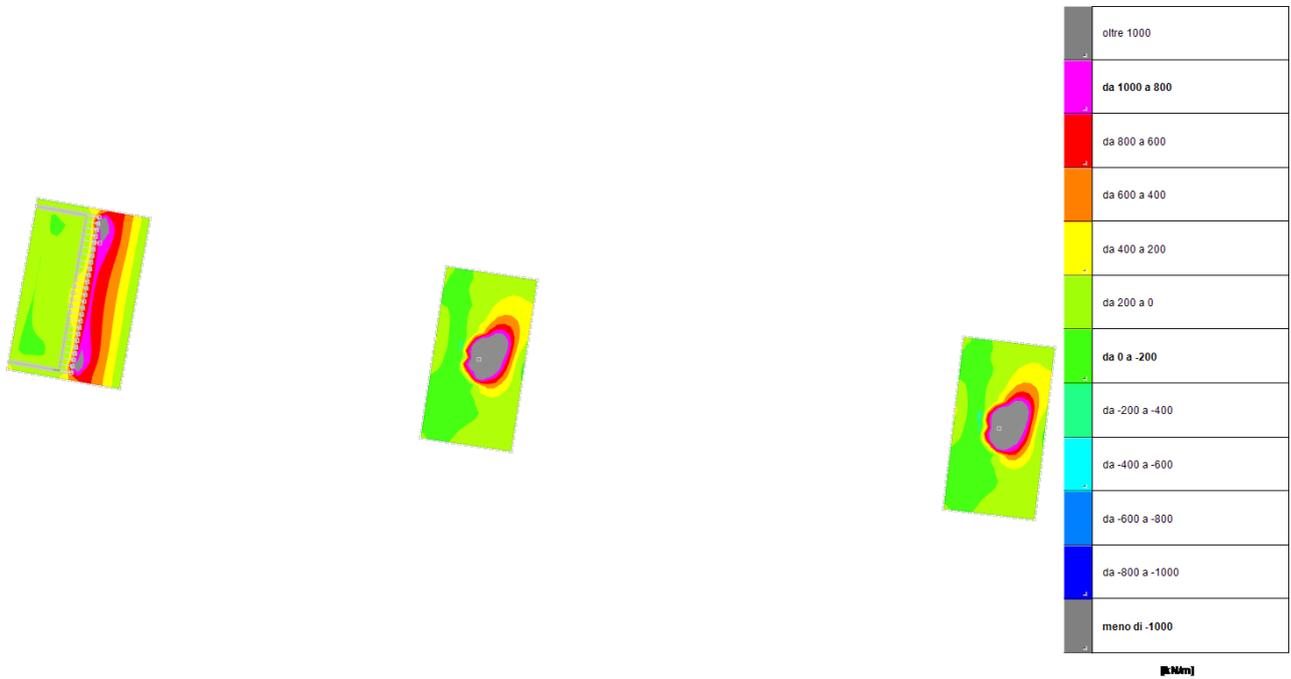


Figura 11.8 Momenti flettenti – Vx – ENV SLU-SISMA - Massimi

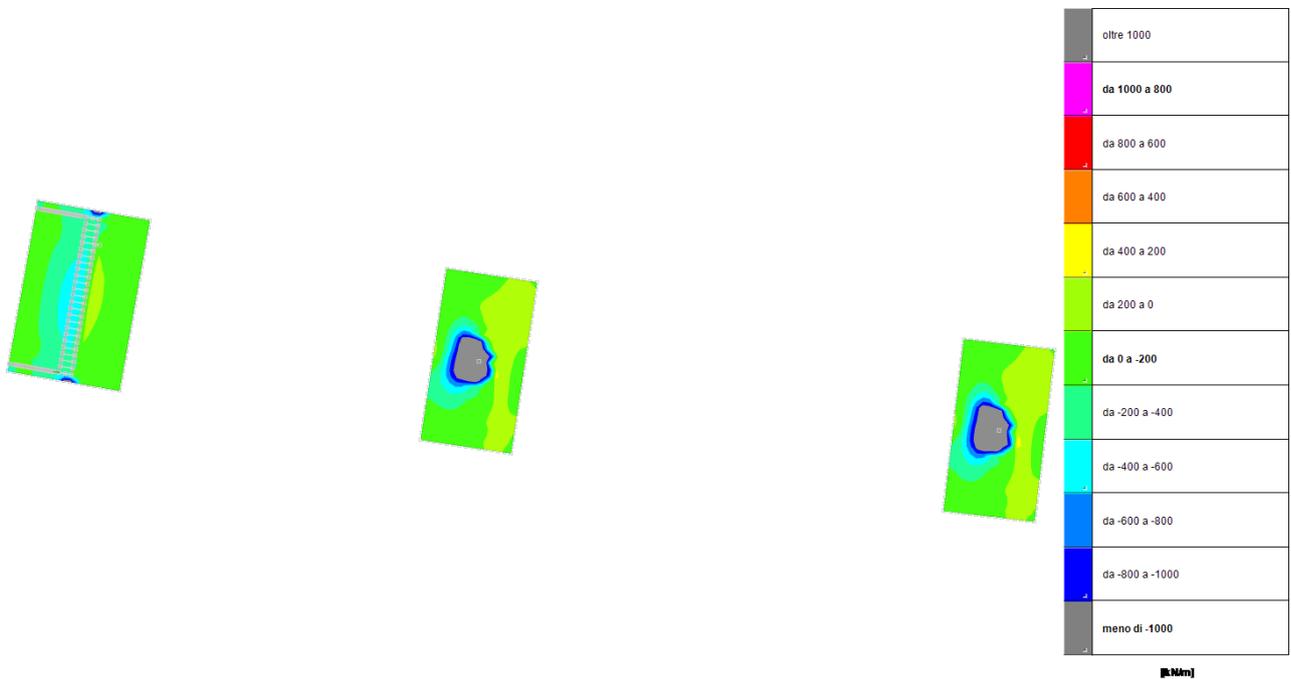


Figura 11.9 Momenti flettenti – Vx – ENV SLU-SISMA - Minimi

PROGETTAZIONE ATI:

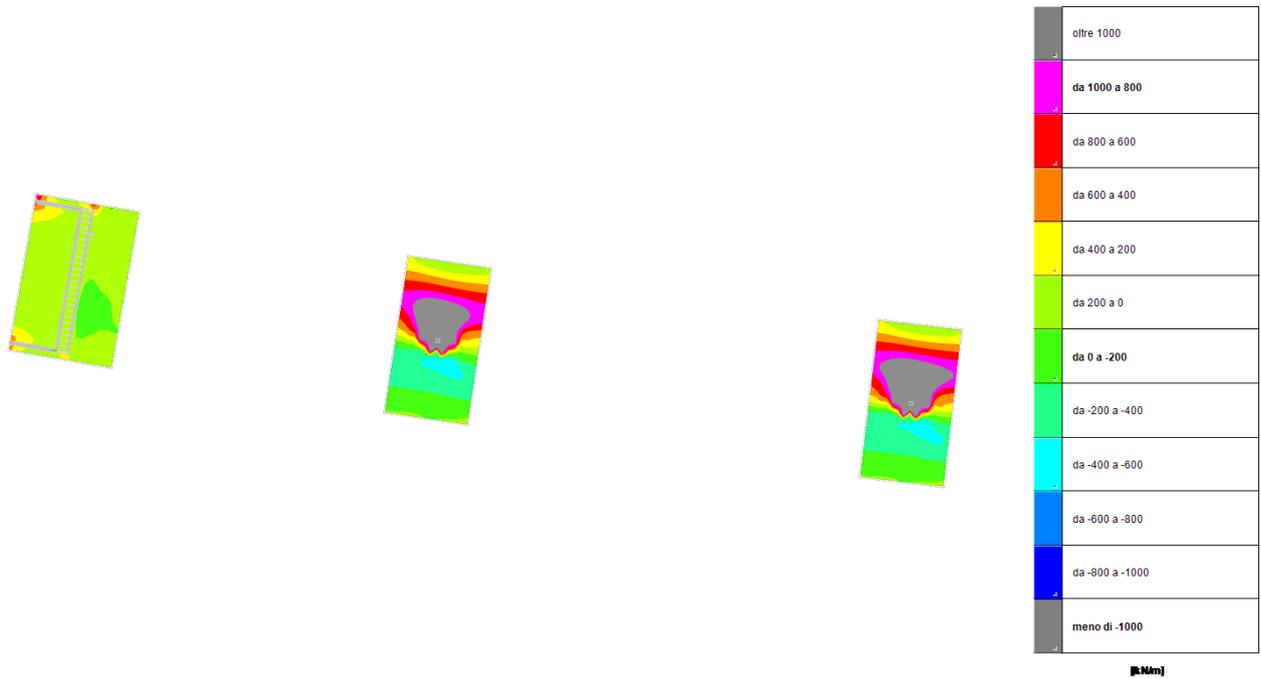


Figura 11.10 Momenti flettenti – Vy – ENV SLU-SISMA - Massimi

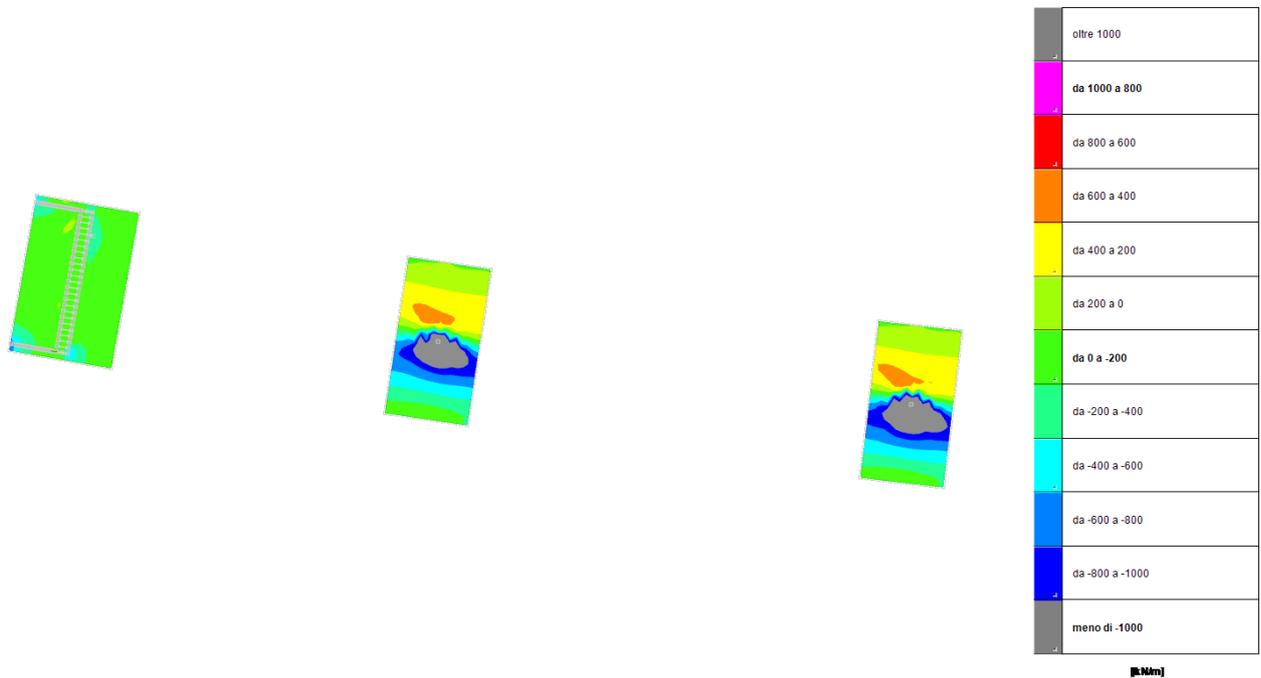


Figura 11.11 Momenti flettenti – Vy – ENV SLU-SISMA - Minimi

PROGETTAZIONE ATI:

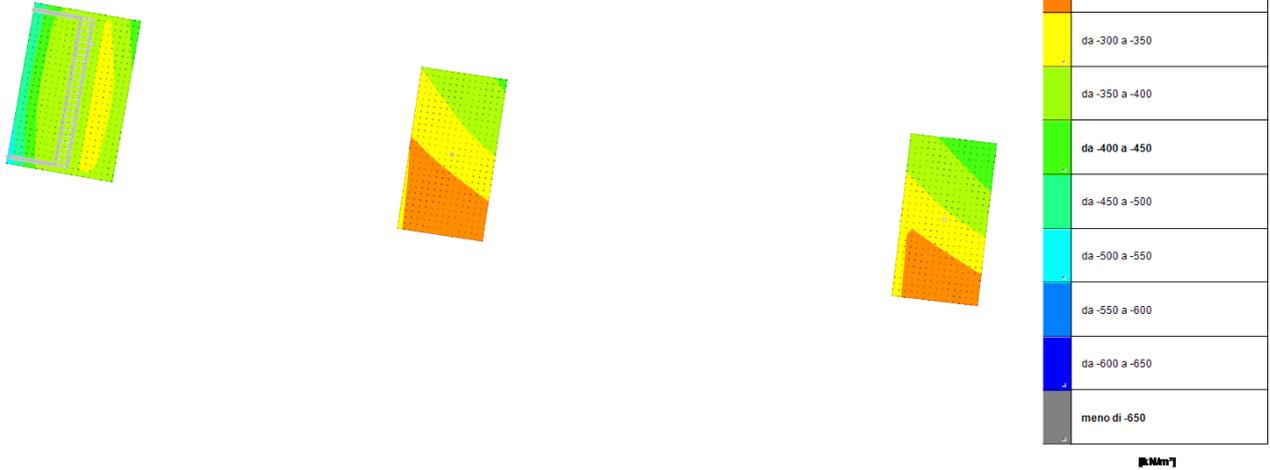


Figura 11.12 Pressioni in Fondazione – ENV SLU-SISMA – Minimi

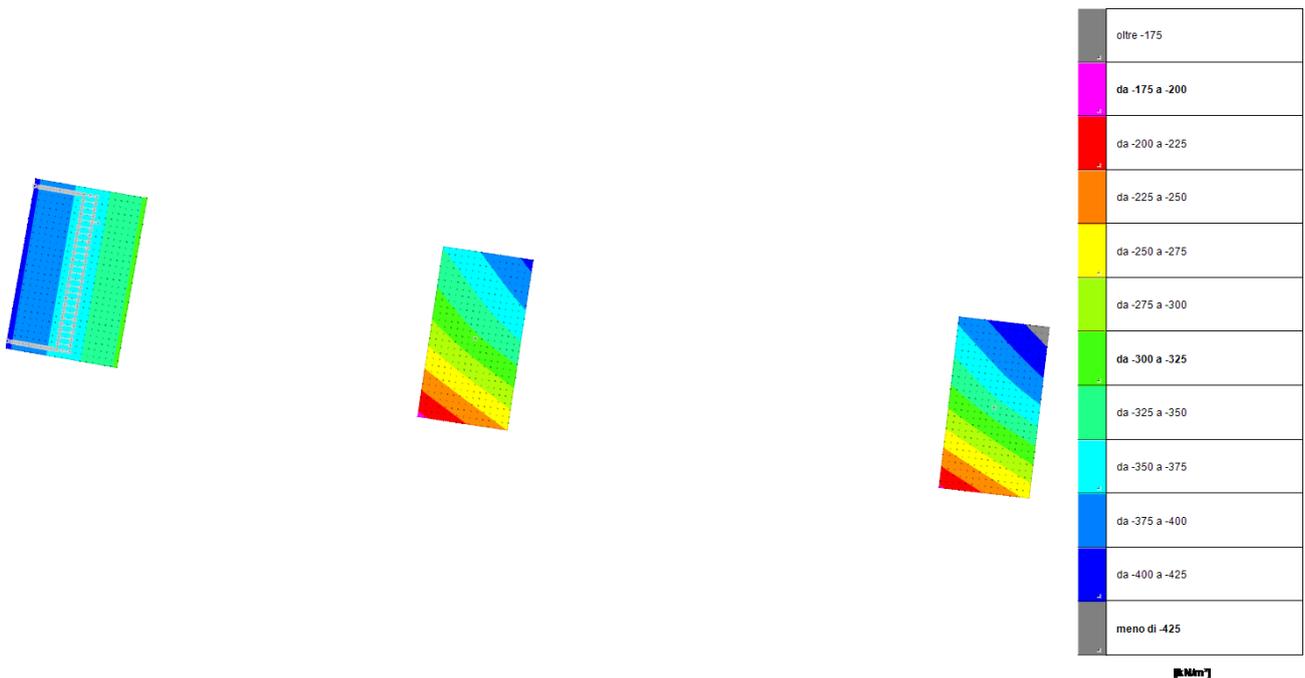


Figura 11.13 Pressioni in Fondazione – ENV SLU – Minimi

PROGETTAZIONE ATI:

11.3 VERIFICHE PILE E SPALLE

1.1.24. 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.

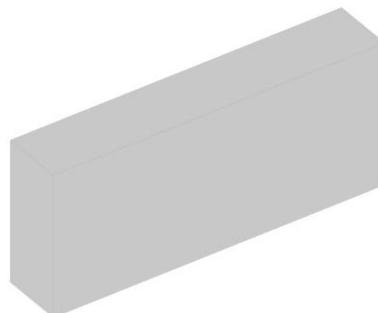
σf: tensione dell'armatura. [kN/m²]

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

PARETE-SPALLA-SX

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

Geometria



Caratteristiche dei materiali

Acciaio: B450C Fyk 450000

Calcestruzzo: C35/45 Rck 45000

PROGETTAZIONE ATI:

Livelli significativi

Descrizione breve	Descrizione	Quota	Spessore
L1	pc	0	2.4
L2	FITT	0.02	0
L3	imp	5.6	0

Verifiche nei nodi

Sezioni rettangolari

Descrizione	Dir.	Base	Altezza	As,sup	As,inf	c,sup	c,inf
6320 Prosp.A	Verticale	0.5	2.4	0.000905	0.001357	0.052	0.052
6121 Prosp.A	Verticale	1	2.4	0.002262	0.002262	0.052	0.052
6176 Prosp.A	Verticale	1	2.4	0.002262	0.002262	0.052	0.052
6404 Prosp.A	Verticale	0.5	2.4	0.001357	0.000905	0.052	0.052
6224 Prosp.A	Verticale	0.9857	2.4	0.002262	0.002262	0.052	0.052
6228 Prosp.A	Verticale	0.9857	2.4	0.002262	0.002262	0.052	0.052
6170 Prosp.A	Verticale	1	2.4	0.002262	0.002262	0.052	0.052
6135 Prosp.A	Verticale	1	2.4	0.002262	0.002262	0.052	0.052
5357 Prosp.A	Orizzontale	1	2.4	0.005309	0.005309	0.077	0.077
5355 Prosp.A	Orizzontale	1	2.4	0.005309	0.005309	0.077	0.077
5302 Prosp.A	Orizzontale	1	2.4	0.005309	0.005309	0.077	0.077
5353 Prosp.A	Orizzontale	1	2.4	0.005309	0.005309	0.077	0.077
5314 Prosp.A	Orizzontale	1	2.4	0.005309	0.005309	0.077	0.077
6137 Prosp.A	Verticale	1	2.4	0.002262	0.002262	0.052	0.052
6391 Prosp.A	Verticale	0.5	2.4	0.001357	0.001357	0.052	0.052

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
6320 Prosp.A	Verticale	SLV 37	415.4463	230.38	497.0946	275.66	1.1965	Si
6121 Prosp.A	Verticale	SLV 21	1020.4185	126	1761.0727	217.46	1.7258	Si
6176 Prosp.A	Verticale	SLV 23	985.9524	124.35	1756.6527	221.55	1.7817	Si
6404 Prosp.A	Verticale	SLV 23	464.3631	185.24	834.2805	332.81	1.7966	Si
6224 Prosp.A	Verticale	SLV 21	859.841	228.5	1550.0003	411.9	1.8027	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
6320 Prosp.A	Verticale	SLD 57	181.8987	166.76	396.0636	363.1	2.1774	Si
6228 Prosp.A	Verticale	SLD 21	383.8186	249.26	1165.0072	756.59	3.0353	Si
6121 Prosp.A	Verticale	SLD 21	555.5603	69.5	1758.3876	219.97	3.1651	Si
6170 Prosp.A	Verticale	SLD 23	379.2861	219.75	1221.0142	707.41	3.2192	Si
6135 Prosp.A	Verticale	SLD 21	384.4148	211.54	1245.8188	685.56	3.2408	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
6259 Prosp.A	Orizzontale	2.323	1	Necessaria	0.1	SLU 40	1404.32	-	76.9239	871.92	6950.61	1445.7	1445.7	2.5	0.0053093	1.0295	Si
6391 Prosp.A	Verticale	2.348	0.5	Necessaria	0	SLU 40	655.73	-179.48	187.5979	373.98	3454.52	730.63	730.63	2.5	0.0013572	1.1142	Si
6397 Prosp.A	Verticale	2.348	0.5	Necessaria	0	SLU 40	-561.55	131.63	54.2733	347.64	3427.27	730.63	730.63	2.5	0.0013572	1.3011	Si
6228 Prosp.A	Orizzontale	2.323	1	Non necessaria	0.1	SLU 40	1030.4	-2299.2	-8.3095	1042.32	7126.88	1445.7	1445.7	2.5	0.0053093	1.403	Si
6245 Prosp.A	Orizzontale	2.323	1	Non necessaria	0.1	SLU 40	1012.76	-	29.0572	1032.63	7128.07	1445.7	1445.7	2.5	0.0050693	1.4275	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	
6391 Prosp.A	Verticale	2.348	0.5	Non necessaria	0	SLD 27	359.72	-131.1	223.1016	366.88	3447.17	730.63	730.63	2.5	0.0013572	2.0311	Si	
6259 Prosp.A	Orizzontale	2.323	1	Non necessaria	0.1	SLD 3	564.59	-	13.0057	766.99	6842.05	1445.7	1445.7	2.5	0.0053093	2.5606	Si	
6397 Prosp.A	Verticale	2.348	0.5	Non necessaria	0	SLD 41	269.94	-54.99	179.8497	355.71	3435.62	730.63	730.63	2.5	0.0013572	2.7066	Si	
6177 Prosp.A	Verticale	2.348	1	Non necessaria	0.1	SLD 27	529.11	-	43.81	-58.6586	695.27	6854.54	1461.26	1461.26	2.5	0.0022619	2.7617	Si
6109 Prosp.A	Verticale	2.348	1	Non necessaria	0.1	SLD 21	528.22	35.54	-36.0295	695.27	6854.54	1461.26	1461.26	2.5	0.0022619	2.7664	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
5357 Prosp.A	Orizzontale	SLE RA 10	491.5923	-1053.9	No	-848	19920	15	23.495	Si
5355 Prosp.A	Orizzontale	SLE RA 10	478.5063	-1003.98	No	-817	19920	15	24.3901	Si
5302 Prosp.A	Orizzontale	SLE RA 10	465.3653	-1024.05	No	-813	19920	15	24.5045	Si
5353 Prosp.A	Orizzontale	SLE RA 10	464.898	-966.07	No	-790	19920	15	25.2201	Si
5314 Prosp.A	Orizzontale	SLE RA 10	452.5392	-979.35	No	-784	19920	15	25.4059	Si

PROGETTAZIONE ATI:

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

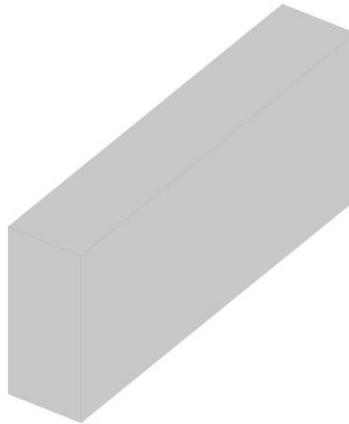
Descrizione	Dir.	Comb.	MEd	NEd	Sezione fessurata	of	of limite	Es/Ec	c.s.	Verifica
6404 Prosp.A	Verticale	SLE RA 10	205.4307	116.09	No	7059	360000	15	50.9973	Si
6170 Prosp.A	Verticale	SLE RA 10	280.9581	307.22	No	5764	360000	15	62.4513	Si
6320 Prosp.A	Verticale	SLE RA 10	153.3039	114.73	No	5692	360000	15	63.251	Si
6137 Prosp.A	Verticale	SLE RA 10	259.7602	301.37	No	5435	360000	15	66.2382	Si
6391 Prosp.A	Verticale	SLE RA 10	288.0762	-253.84	No	4809	360000	15	74.8527	Si

Verifiche generali

PARETE SPALLA-DX

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

Geometria



Caratteristiche dei materiali

Acciaio: B450C Fyk 450000

Calcestruzzo: C35/45 Rck 45000

Livelli significativi

Descrizione breve	Descrizione	Quota	Spessore
L1	pc	0	2.4
L2	FITT	0.02	0
L3	imp	5.6	0

Verifiche nei nodi

Sezioni rettangolari

Descrizione	Dir.	Base	Altezza	As,sup	As,inf	c,sup	c,inf
6403 Prosp.A	Verticale	0.5	2.4	0.000905	0.001357	0.052	0.052
6175 Prosp.A	Verticale	1	2.4	0.002262	0.002262	0.052	0.052
6399 Prosp.A	Verticale	0.5	2.4	0.000905	0.001357	0.052	0.052
6264 Prosp.A	Verticale	0.9857	2.4	0.002262	0.002262	0.052	0.052
6169 Prosp.A	Verticale	1	2.4	0.002262	0.002262	0.052	0.052
6369 Prosp.A	Verticale	0.5	2.4	0.001357	0.001357	0.052	0.052
5356 Prosp.A	Orizzontale	1	2.4	0.005309	0.005309	0.077	0.077
5354 Prosp.A	Orizzontale	1	2.4	0.005309	0.005309	0.077	0.077
5352 Prosp.A	Orizzontale	1	2.4	0.005309	0.005309	0.077	0.077
5350 Prosp.A	Orizzontale	1	2.4	0.005309	0.005309	0.077	0.077
6353 Prosp.A	Verticale	0.5	2.4	0.001357	0.001357	0.052	0.052
6138 Prosp.A	Verticale	1	2.4	0.002262	0.002262	0.052	0.052

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
6403 Prosp.A	Verticale	SLV 59	461.8202	155.96	585.0965	197.6	1.2669	Si
6175 Prosp.A	Verticale	SLV 59	1015.101	126.76	1758.7033	219.62	1.7325	Si
6399 Prosp.A	Verticale	SLV 7	294.6112	127.5	543.0991	235.04	1.8434	Si
6264 Prosp.A	Verticale	SLV 59	774.0395	219.45	1526.9542	432.91	1.9727	Si
6169 Prosp.A	Verticale	SLV 59	684.4597	297.31	1354.9191	588.54	1.9795	Si

PROGETTAZIONE ATI:

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
6403 Prosp.A	Verticale	SLD 7	205.1329	176.56	408.9871	352.02	1.9938	Si
6399 Prosp.A	Verticale	SLD 7	239.3819	40.45	677.1724	114.44	2.8288	Si
6169 Prosp.A	Verticale	SLD 59	387.4471	221.37	1227.8219	701.51	3.169	Si
6175 Prosp.A	Verticale	SLD 59	540.5269	73.22	1741.2823	235.88	3.2215	Si
6369 Prosp.A	Verticale	SLD 17	-141.0704	179.86	-494.9181	631.02	3.5083	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
6365 Prosp.A	Verticale	2.348	0.5	Necessaria	0	SLU 40	658.43	-156.61	138.9544	370.62	3451.05	730.63	730.63	2.5	0.0013572	1.1096	Si
6357 Prosp.A	Verticale	2.348	0.5	Necessaria	0	SLU 40	-646.4	-161.59	148.1517	371.35	3451.8	730.63	730.63	2.5	0.0013572	1.1303	Si
6361 Prosp.A	Verticale	2.348	0.5	Necessaria	0	SLU 40	630.81	150.29	7.3408	347.64	3427.27	730.63	730.63	2.5	0.0013572	1.1582	Si
6262 Prosp.A	Orizzontale	2.323	1	Necessaria	0.1	SLU 40	1225.96	-	113.8802	858.76	6937	1445.7	1445.7	2.5	0.0053093	1.1792	Si
6394 Prosp.A	Verticale	2.348	0.5	Necessaria	0	SLU 40	-563.11	1034.91	82.0578	347.64	3427.27	730.63	730.63	2.5	0.0018147	1.2975	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
6365 Prosp.A	Verticale	2.348	0.5	Non necessaria	0	SLD 41	362.21	-	143.2517	372.52	3453.01	730.63	730.63	2.5	0.0013572	2.0171	Si
6361 Prosp.A	Verticale	2.348	0.5	Necessaria	0	SLD 41	352.76	-25.46	176.0682	351.37	3431.13	730.63	730.63	2.5	0.0013572	2.0712	Si
6399 Prosp.A	Verticale	2.348	0.5	Non necessaria	0	SLD 41	299.94	-	167.7122	381.23	3462.03	730.63	730.63	2.5	0.0009048	2.4359	Si
6357 Prosp.A	Verticale	2.348	0.5	Non necessaria	0	SLD 55	-287.2	-54.61	107.246	355.65	3435.56	730.63	730.63	2.5	0.0013572	2.544	Si
6394 Prosp.A	Verticale	2.348	0.5	Non necessaria	0	SLD 7	-	31.07	139.4304	347.64	3427.27	730.63	730.63	2.5	0.0018147	2.78	Si

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

Descrizione	Dir.	Comb.	MEd	NEd	Sezione fessurata	oc	oc limite	Es/Ec	c.s.	Verifica
5356 Prosp.A	Orizzontale	SLE RA 10	513.6537	-1052.8	No	-867	19920	15	22.9763	Si
6399 Prosp.A	Verticale	SLE RA 10	334.3321	-252.93	No	-845	19920	15	23.5765	Si
5354 Prosp.A	Orizzontale	SLE RA 10	502.9969	-1002.24	No	-838	19920	15	23.7774	Si
5352 Prosp.A	Orizzontale	SLE RA 10	492.1336	-965.8	No	-814	19920	15	24.4749	Si
5350 Prosp.A	Orizzontale	SLE RA 10	482.3163	-938.01	No	-794	19920	15	25.0777	Si

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

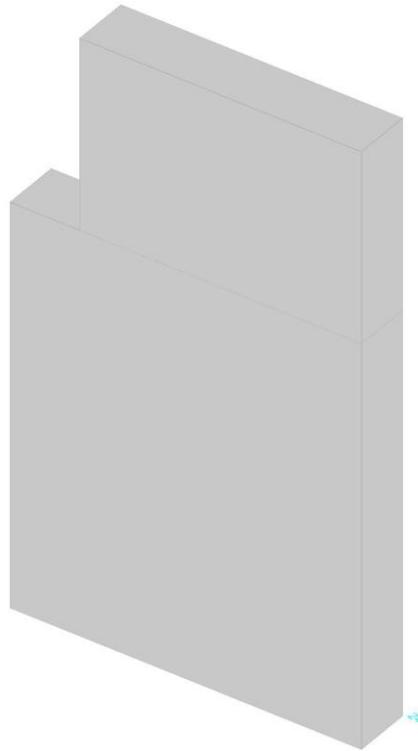
Descrizione	Dir.	Comb.	MEd	NEd	Sezione fessurata	of	of limite	Es/Ec	c.s.	Verifica
6403 Prosp.A	Verticale	SLE RA 10	216.7918	126.14	No	7603	360000	15	47.3472	Si
6399 Prosp.A	Verticale	SLE RA 10	334.3321	-252.93	No	6208	360000	15	57.9938	Si
6169 Prosp.A	Verticale	SLE RA 10	285.9995	298.71	No	5783	360000	15	62.2545	Si
6353 Prosp.A	Verticale	SLE RA 10	-122.7544	190.36	No	5658	360000	15	63.6214	Si
6138 Prosp.A	Verticale	SLE RA 10	253.3869	296.44	No	5317	360000	15	67.713	Si

Verifiche generali

SPALLA-MURO ALA

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

Geometria



Caratteristiche dei materiali

Acciaio: B450C Fyk 450000

Calcestruzzo: C35/45 Rck 45000

Livelli significativi

Descrizione breve	Descrizione	Quota	Spessore
L1	pc	0	2.4
L2	FITT	0.02	0
L3	imp	5.6	0
L4	strada	8.25	0

Verifiche nei nodi

Sezioni rettangolari

Descrizione	Dir.	Base	Altezza	As,sup	As,inf	c,sup	c,inf
6295 Prosp.A	Verticale	0.5	0.8	0.001131	0.001131	0.052	0.052
6203 Prosp.A	Verticale	0.9857	0.8	0.002262	0.002262	0.052	0.052
6112 Prosp.A	Verticale	1	0.8	0.002262	0.002262	0.052	0.052
6205 Prosp.A	Verticale	1	0.8	0.002262	0.002262	0.052	0.052
6021 Prosp.A	Verticale	1	0.8	0.002262	0.002262	0.052	0.052

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
6295 Prosp.A	Verticale	SLV 21	241.2376	179.37	246.319	183.15	1.0211	Si
6203 Prosp.A	Verticale	SLV 21	488.8795	225.88	532.9134	246.23	1.0901	Si
6112 Prosp.A	Verticale	SLV 21	472.3073	161.3	552.2261	188.59	1.1692	Si
6205 Prosp.A	Verticale	SLV 21	442.8105	215.36	529.3199	257.44	1.1954	Si
6021 Prosp.A	Verticale	SLV 25	464.9626	49.12	593.5661	62.7	1.2766	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
6295 Prosp.A	Verticale	SLD 21	139.5299	162.43	220.9193	257.18	1.5833	Si
6203 Prosp.A	Verticale	SLD 21	270.2747	249.62	469.5666	433.68	1.7374	Si
6112 Prosp.A	Verticale	SLD 21	270.693	137.86	525.8385	267.8	1.9426	Si

PROGETTAZIONE ATI:

Descrizione	Dir.	Comb.	MEd	NEd	MRd	NRd	c.s.	Verifica
6205 Prosp.A	Verticale	SLD 21	246.9926	198.21	484.8895	389.13	1.9632	Si
6021 Prosp.A	Verticale	SLD 25	262.0623	65.19	567.8373	141.24	2.1668	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
6205 Prosp.A	Verticale	0.748	1	Necessaria	0.1	SLV 25	-	48.1	455.127	293.76	2183.64	465.51	465.51	2.5	0.0022619	1.3027	Si
6207 Prosp.A	Verticale	0.748	1	Necessaria	0.1	SLV 25	357.34	43.81	265.4504	293.76	2183.64	465.51	465.51	2.5	0.0022619	1.3113	Si
6699 Prosp.A	Verticale	0.748	1	Necessaria	0.1	SLV 21	354.99	-331.3	69.43	46.0533	293.76	2183.64	465.51	2.5	0.0022619	1.4051	Si
6699 Prosp.A	Orizzontale	0.694	0.981	Non necessaria	0.1	SLV 21	287.04	27.68	-115.931	297.03	1987.82	423.77	423.77	2.5	0.0027143	1.4764	Si
6112 Prosp.A	Verticale	0.748	1	Necessaria	0.1	SLV 25	-	50.58	508.1965	293.76	2183.64	465.51	465.51	2.5	0.0022619	1.543	Si
							301.69										

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
6205 Prosp.A	Verticale	0.748	1	Non necessaria	0.1	SLD 25	-	106.36	245.3862	293.76	2183.64	465.51	465.51	2.5	0.0022619	2.3587	Si
6207 Prosp.A	Verticale	0.748	1	Non necessaria	0.1	SLD 25	197.36	93.5	140.1257	293.76	2183.64	465.51	465.51	2.5	0.0022619	2.3719	Si
6699 Prosp.A	Verticale	0.748	1	Non necessaria	0.1	SLD 21	196.26	36.22	22.4722	293.76	2183.64	465.51	465.51	2.5	0.0022619	2.6259	Si
6112 Prosp.A	Verticale	0.748	1	Non necessaria	0.1	SLD 25	177.28	98.59	283.4085	293.76	2183.64	465.51	465.51	2.5	0.0022619	2.6835	Si
6114 Prosp.A	Verticale	0.748	1	Non necessaria	0.1	SLD 25	173.47	90.95	206.1445	293.76	2183.64	465.51	465.51	2.5	0.0022619	2.7373	Si
							170.06										

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
6112 Prosp.A	Verticale	SLE QP 1	159.038	68.08	No	-1172	14940	15	12.7503	Si
6112 Prosp.A	Verticale	SLE RA 10	211.2563	92.62	No	-1554	19920	15	12.819	Si
6203 Prosp.A	Verticale	SLE RA 10	215.8809	145.08	No	-1548	19920	15	12.8666	Si
6203 Prosp.A	Verticale	SLE QP 1	160.7509	102.2	No	-1160	14940	15	12.8833	Si
6021 Prosp.A	Verticale	SLE QP 1	150.5334	43.45	No	-1133	14940	15	13.1832	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
6295 Prosp.A	Verticale	SLE RA 10	109.6702	107.91	No	26231	360000	15	13.7241	Si
6203 Prosp.A	Verticale	SLE RA 10	215.8809	145.08	No	24956	360000	15	14.4256	Si
6112 Prosp.A	Verticale	SLE RA 10	211.2563	92.62	No	23273	360000	15	15.4688	Si
6205 Prosp.A	Verticale	SLE RA 10	188.381	138.08	No	21712	360000	15	16.5809	Si
6021 Prosp.A	Verticale	SLE RA 10	197.0075	54.97	No	21160	360000	15	17.0131	Si

Verifiche generali

1.1.25. 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.
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.

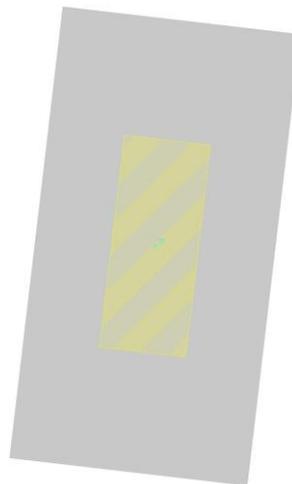
PROGETTAZIONE ATI:

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]

PLINTO-PILA P2

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

Geometria



Caratteristiche dei materiali

Acciaio: B450C Fyk 450000
 Calcestruzzo: C35/45 Rck 45000

Sistema di riferimento e direzioni di armatura

Le coordinate citate nel seguito sono espresse in un sistema di riferimento cartesiano con origine in (71.324; -11.534; 0), direzione 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 ruotando gli assi del sistema di riferimento, in verso antiorario, di un angolo di 352deg.

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
2774	X	1	2.2	0.002655	0.079	0.010619	0.079	SLV 40	7985.6724	0	8372.1771	0	1.0484	Si
2614	Y	1	2.2	0.005309	0.053	0.005309	0.053	SLV 61	3974.5322	0	4200.3569	0	1.0568	Si
2864	X	1	2.2	0.002655	0.079	0.010619	0.079	SLV 40	7683.6286	0	8372.1771	0	1.0896	Si
2828	X	1	2.2	0.002655	0.079	0.010619	0.079	SLV 40	7591.42	0	8372.1771	0	1.1028	Si
2504	Y	1	2.2	0.005309	0.053	0.005309	0.053	SLV 1	3778.9679	0	4200.3569	0	1.1115	Si

PROGETTAZIONE ATI:

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
2614	Y	1	2.2	0.005309	0.053	0.005309	0.053	SLD 61	3959.4588	0	4200.3569	0	1.0608	Si
2504	Y	1	2.2	0.005309	0.053	0.005309	0.053	SLD 1	3769.977	0	4200.3569	0	1.1142	Si
2614	X	1	2.2	0.002655	0.079	0.010619	0.079	SLD 1	5684.4185	0	7978.3895	0	1.4036	Si
2520	Y	1	2.2	0.005309	0.053	0.005309	0.053	SLD 1	2792.236	0	4200.3569	0	1.5043	Si
2720	X	1	2.2	0.002655	0.079	0.010619	0.079	SLD 61	4755.2818	0	7978.3895	0	1.6778	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
2774	X	1	2.2	0.002655	0.079	0.010619	0.079	SLE RA 10	5685.6968	0	-8233	19920	15	Si
2864	X	1	2.2	0.002655	0.079	0.010619	0.079	SLE RA 10	5415.2796	0	-7841	19920	15	Si
2828	X	1	2.2	0.002655	0.079	0.010619	0.079	SLE RA 10	5372.6291	0	-7779	19920	15	Si
2720	X	1	2.2	0.002655	0.079	0.010619	0.079	SLE QP 1	3522.1368	0	-5100	14940	15	Si
2774	X	1	2.2	0.002655	0.079	0.010619	0.079	SLE QP 1	3522.1368	0	-5100	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
2774	X	1	2.2	0.002655	0.079	0.010619	0.079	SLE RA 10	5685.6968	0	279227	360000	15	Si
2864	X	1	2.2	0.002655	0.079	0.010619	0.079	SLE RA 10	5415.2796	0	265946	360000	15	Si
2828	X	1	2.2	0.002655	0.079	0.010619	0.079	SLE RA 10	5372.6291	0	263852	360000	15	Si
2942	X	1	2.2	0.002655	0.079	0.010619	0.079	SLE RA 10	4566.5569	0	224265	360000	15	Si
2954	X	1	2.2	0.002655	0.079	0.010619	0.079	SLE RA 10	4531.6158	0	222549	360000	15	Si

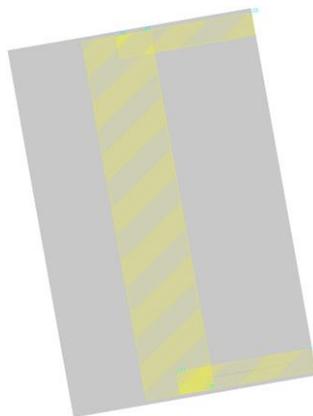
Verifiche SLE fessurazione nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	εsm	Δmax	Wd	Es/Ec	Verifica
2774	X	1	2.2	0.002655	0.079	0.010619	0.079	SLE FR 6	5139.4459	0	0.00102	0.307	0.000314	15	Si
2828	X	1	2.2	0.002655	0.079	0.010619	0.079	SLE FR 6	4810.9351	0	0.00094	0.307	0.00029	15	Si
2864	X	1	2.2	0.002655	0.079	0.010619	0.079	SLE FR 6	4792.8049	0	0.00094	0.307	0.000288	15	Si
2720	X	1	2.2	0.002655	0.079	0.010619	0.079	SLE QP 1	3522.1368	0	0.00064	0.307	0.000195	15	Si

FOND SPALLA-DX

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

Geometria



Caratteristiche dei materiali

Acciaio: B450C Fyk 450000
Calcestruzzo: C35/45 Rck 45000

Sistema di riferimento e direzioni di armatura

Le coordinate citate nel seguito sono espresse in un sistema di riferimento cartesiano con origine in (419.634; -1.497; 0), direzione 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.

PROGETTAZIONE ATI:

Verifiche nei nodi

Verifiche SLV 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
3376	Y	0.502	2.4	0.002667	0.053	0.002667	0.053	SLV 17	1059.3517	0	2170.6428	0	2.049	Si
3433	Y	0.801	2.4	0.004251	0.053	0.004251	0.053	SLV 17	1640.3984	0	3545.9461	0	2.1616	Si
3508	Y	1	2.4	0.005309	0.053	0.005309	0.053	SLV 17	2031.0051	0	4599.8774	0	2.2648	Si
3597	Y	1	2.4	0.005309	0.053	0.005309	0.053	SLV 17	2028.6477	0	4599.8774	0	2.2675	Si
4914	Y	1	2.4	0.005309	0.053	0.005309	0.053	SLV 19	2023.7904	0	4599.8774	0	2.2729	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
3376	Y	0.502	2.4	0.002667	0.053	0.002667	0.053	SLD 17	722.7409	0	2170.6428	0	3.0033	Si
3433	Y	0.801	2.4	0.004251	0.053	0.004251	0.053	SLD 17	1118.702	0	3545.9461	0	3.1697	Si
3597	Y	1	2.4	0.005309	0.053	0.005309	0.053	SLD 17	1390.2519	0	4599.8774	0	3.3087	Si
3508	Y	1	2.4	0.005309	0.053	0.005309	0.053	SLD 17	1387.2918	0	4599.8774	0	3.3157	Si
3693	Y	1	2.4	0.005309	0.053	0.005309	0.053	SLD 17	1385.809	0	4599.8774	0	3.3193	Si

Verifiche SLE tensione calcestruzzo nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	σ_c	σ_{lim}	Es/Ec	Verifica
3376	Y	0.502	2.4	0.002667	0.053	0.002667	0.053	SLE RA 10	610.6955	0	-1071	19920	15	Si
4875	Y	1	2.4	0.005309	0.053	0.005309	0.053	SLE RA 10	1193.8711	0	-1052	19920	15	Si
4914	Y	1	2.4	0.005309	0.053	0.005309	0.053	SLE RA 10	1193.1696	0	-1052	19920	15	Si
4837	Y	1	2.4	0.005309	0.053	0.005309	0.053	SLE RA 10	1190.5538	0	-1049	19920	15	Si
4800	Y	1	2.4	0.005309	0.053	0.005309	0.053	SLE RA 10	1185.9166	0	-1045	19920	15	Si

Verifiche SLE tensione acciaio nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	σ_f	σ_{lim}	Es/Ec	Verifica
3376	Y	0.502	2.4	0.002667	0.053	0.002667	0.053	SLE RA 10	610.6955	0	15363	360000	15	Si
4875	Y	1	2.4	0.005309	0.053	0.005309	0.053	SLE RA 10	1193.8711	0	15086	360000	15	Si
4914	Y	1	2.4	0.005309	0.053	0.005309	0.053	SLE RA 10	1193.1696	0	15077	360000	15	Si
4837	Y	1	2.4	0.005309	0.053	0.005309	0.053	SLE RA 10	1190.5538	0	15044	360000	15	Si
4800	Y	1	2.4	0.005309	0.053	0.005309	0.053	SLE RA 10	1185.9166	0	14986	360000	15	Si

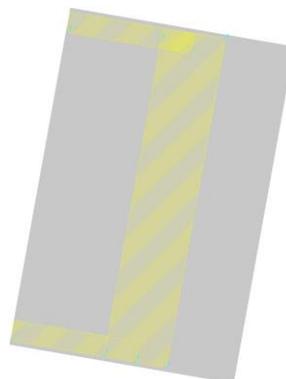
Verifiche SLE fessurazione nei nodi

La piastra non presenta nodi con apertura delle fessure.

FOND SPALLA-SX

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

Geometria



Caratteristiche dei materiali

Acciaio: B450C Fyk 450000
Calcestruzzo: C35/45 Rck 45000

PROGETTAZIONE ATI:

Sistema di riferimento e direzioni di armatura

Le coordinate citate nel seguito sono espresse in un sistema di riferimento cartesiano con origine in (0; -1.497; 0), direzione 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 ruotando gli assi del sistema di riferimento, in verso antiorario, di un angolo di 348deg.

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
4951	Y	1	2.4	0.005309	0.053	0.005309	0.053	SLV 63	1851.1239	0	4599.8774	0	2.4849	Si
4911	Y	1	2.4	0.005309	0.053	0.005309	0.053	SLV 63	1843.861	0	4599.8774	0	2.4947	Si
4872	Y	1	2.4	0.005309	0.053	0.005309	0.053	SLV 63	1791.5931	0	4599.8774	0	2.5675	Si
3775	Y	1	2.4	0.005309	0.053	0.005309	0.053	SLV 61	1791.4339	0	4599.8774	0	2.5677	Si
4989	Y	1	2.4	0.005309	0.053	0.005309	0.053	SLV 63	1786.0178	0	4599.8774	0	2.5755	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
4911	Y	1	2.4	0.005309	0.053	0.005309	0.053	SLD 63	1268.3859	0	4599.8774	0	3.6266	Si
4951	Y	1	2.4	0.005309	0.053	0.005309	0.053	SLD 63	1267.5856	0	4599.8774	0	3.6288	Si
4872	Y	1	2.4	0.005309	0.053	0.005309	0.053	SLD 63	1242.8269	0	4599.8774	0	3.7011	Si
3493	Y	1	2.4	0.005309	0.053	0.005309	0.053	SLD 13	1218.9087	0	4599.8774	0	3.7738	Si
4834	Y	1	2.4	0.005309	0.053	0.005309	0.053	SLD 63	1215.5691	0	4599.8774	0	3.7841	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
3493	Y	1	2.4	0.005309	0.053	0.005309	0.053	SLE RA 10	1142.7594	0	-1007	19920	15	Si
3493	Y	1	2.4	0.005309	0.053	0.005309	0.053	SLE QP 1	839.8374	0	-740	14940	15	Si
4911	Y	1	2.4	0.005309	0.053	0.005309	0.053	SLE RA 10	1081.6007	0	-953	19920	15	Si
4955	Y	1	2.4	0.005309	0.053	0.005309	0.053	SLE RA 10	1079.0124	0	-951	19920	15	Si
4951	Y	1	2.4	0.005309	0.053	0.005309	0.053	SLE RA 10	1074.4942	0	-947	19920	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
3493	Y	1	2.4	0.005309	0.053	0.005309	0.053	SLE RA 10	1142.7594	0	14440	360000	15	Si
4911	Y	1	2.4	0.005309	0.053	0.005309	0.053	SLE RA 10	1081.6007	0	13667	360000	15	Si
4955	Y	1	2.4	0.005309	0.053	0.005309	0.053	SLE RA 10	1079.0124	0	13635	360000	15	Si
4951	Y	1	2.4	0.005309	0.053	0.005309	0.053	SLE RA 10	1074.4942	0	13578	360000	15	Si
4872	Y	1	2.4	0.005309	0.053	0.005309	0.053	SLE RA 10	1073.1247	0	13560	360000	15	Si

Verifiche SLE fessurazione nei nodi

La piastra non presenta nodi con apertura delle fessure.

→ verifiche soddisfatte

11.4 VERIFICHE STRUTTURALI DEI PALI DI FONDAZIONE

11.4.1 VERIFICA A PRESSO FLESSIONE

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

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

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

Titolo: _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 60 [cm] N° barre: 0 Zoom

Raggio interno: 0 [cm]

N° barre uguali: 32

Diametro barre: 2.6 [cm]

Copriferro (baric.): 10 [cm]

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.

DXF

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 1.098 0 kN

M_{xEd}: 2.815 0 kNm

M_{yEd}: 0 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord. [cm] xN: 0 yN: 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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}: 2.815 kNm

σ_c : -14.17 N/mm²

σ_s : 391.3 N/mm²

ϵ_c : 3.5 ‰

ϵ_s : 8.396 ‰

d: 110 cm

x: 32.36 x/d: 0.2942

δ : 0.8078

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

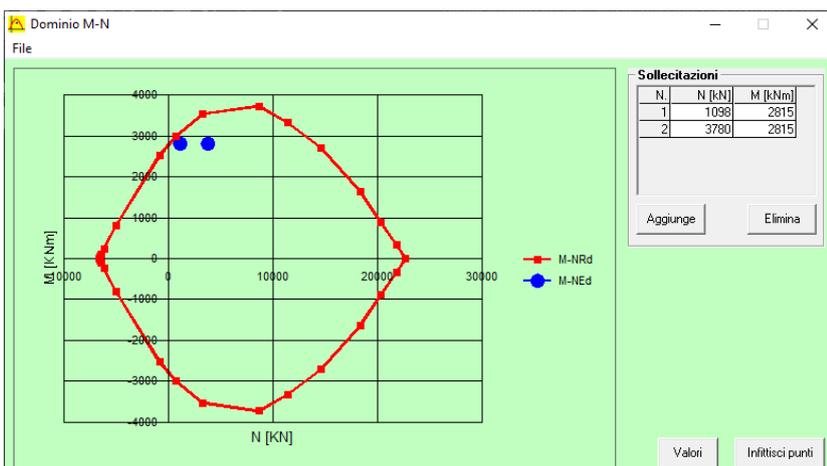
Vertici: 52 N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L_o: 0 cm Col. modello

M-curvatura

Precompresso



→ Verifiche soddisfatte

PROGETTAZIONE ATI:

11.4.2 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						
Rck	f _{ck}	f _{cm}	f _{ctm}	f _{ctk}	f _{ctf}	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 _{cdf}	α_{cc}	f _{ctd}	f _{ctd,f}		E _{c,m}
(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	Ned	Vsd		
(cm)	(cm)	(cm)	(KN)	(KN)		
Larghezza anima	Altezza sezione	Copriferro	Sforzo di compressione	Taglio di calcolo		
120	100	10	0	246.0		
Al	θ	α	Φ_{st}	n		
(cmq)	$21.8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$	$0^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	(mm)			
Area acc.longitudinale	(incl.bielle cls)	(incl. staffe)	diametro staffa	n° braccia		
84.9	21.80	90.00	12	2.0		
Vrd	Vrd	s	V _r cd	Verifica		
(KN)	(KN)	(cm)	(KN)			
Resistenza a taglio senza armatura	Resistenza a taglio della trave armata	passo staffe	Resistenza a taglio-compressione	Vsd < V _r cd		
551.1	246.0	72.83	2916.2	BIELLA OK		
s	Vrd	a _l				
(cm)	(KN)	(cm)				
passo staffe	Resistenza a taglio della trave armata	prolung. Along. per effetto del taglio				
20	895.8	101.26				

Risulta $\eta = V_{Rd}/V_{Ed} = 895/645 = 1.38 \geq 1.00$

→ Verifiche soddisfatte

PROGETTAZIONE ATI:

11.4 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:

12 CONCLUSIONI

12.1 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 disegni, 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.

12.2 Esito delle verifiche

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