

S.G.C. E78 GROSSETO - FANO

Tratto Selci Lama (E45) - S. Stefano di Gaifa.
Adeguamento a 2 corsie del tratto della Variante di Urbania

PROGETTO DEFINITIVO

ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI

<p>COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE</p> <p><i>Ing. Giuseppe Resta</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 20629</p>	<p>I PROGETTISTI SPECIALISTICI</p> <p><i>Ing. Ambrogio Signorelli</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. A35111</p> <p><i>Ing. Moreno Panfili</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Perugia n. A2657</p> <p><i>Ing. Claudio Müller</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 15754</p> <p><i>Ing. Giuseppe Resta</i> ★</p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 20629</p>	<p>PROGETTAZIONE ATI: (Mandataria)</p> <p>GPI INGEGNERIA GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl</p> <p>(Mandante)</p> <p>cooprogetti cocoprogetti</p> <p>(Mandante)</p> <p>engeko</p> <p>(Mandante)</p> <p>AIM Studio di Architettura e Ingegneria Moderna</p> <p>IL PROGETTISTA E RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE. (DPR207/10 ART 15 COMMA 2):</p> <p><i>Dott. Ing. GIORGIO GUIDUCCI</i> ORDINE INGEGNERI ROMA N° 14035</p>
<p>IL GEOLOGO</p> <p><i>Dott. Geol. Salvatore Marino</i></p> <p>Ordine dei geologi della Regione Lazio n. 1069</p>		
<p>VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO</p> <p><i>Ing. Vincenzo Catone</i></p>		
<p>VISTO: IL RESP. DEL PROGETTO</p> <p><i>Arch. Pianif. Marco Colazza</i></p>		

OPERE D'ARTE MAGGIORI

VIADOTTI E PONTI

PONTE METAURO 3

Sottostrutture – Relazione tecnica e di calcolo

CODICE PROGETTO			NOME FILE	REVISIONE	SCALA
PROGETTO	LIV.PROG.	ANNO	T00VI06STRRE02_B		
DPAN247	D	22	CODICE ELAB. T00VI06STRRE02	B	-
D					
C					
B	Rev. Ist.U.0039705 24/01/22 e Ist.U.0057794 01/02/22	Feb.'22	Sigmund	Muller	Guiducci
A	Emissione	Ottobre '21	Sigmund	Muller	Guiducci
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

INDICE

1	Premessa/descrizione	7
1.1	Descrizione delle opere	7
2	Normative di riferimento	9
2.1	Opere in c.a. e acciaio, carichi e azioni sulle costruzioni.....	9
3	Durabilità, copriferri e resistenze materiali	11
3.1	Generalità e condizioni ambientali.....	11
3.2	Requisiti di durabilità	13
3.3	Copriferri.....	13
3.3.1	Mediopali di fondazione	15
3.3.2	Platea spalle	15
3.3.3	Elevazione spalle e muri.....	16
3.3.4	Cordoli, baggioli e ritegni	16
3.4	Resistenze e deformazioni calcestruzzi	17
3.4.1	Caratteristiche di resistenza e deformazione calcestruzzi (nom. A)	17
3.4.2	Caratteristiche di resistenza e deformazione calcestruzzi (nom. B)	17
3.4.3	Caratteristiche di resistenza e deformazione calcestruzzi (nom. C)	18
3.5	Resistenza acciaio per c.a. e carpenteria metallica.....	18
3.5.1	Barre, tondini e reti	18
3.5.2	Tubi per micropali	19
4	Vita nominale e vita di riferimento delle opere	20
4.1	Classe d'uso, vita nominale e vita di riferimento.....	20
4.2	Parametri sismici base	20
4.2.1	Coordinate geodetiche di riferimento	20
4.2.2	Parametri sismici (su sito di riferimento rigido orizzontale)	20
4.2.3	Parametri sismici del terreno	21
4.2.4	Stato limite SLO.....	22
4.2.5	Stato limite SLD.....	22
4.2.6	Stato limite SLV	22
4.2.7	Stato limite SLC.....	22
5	Modelli di calcolo	24
6	Sollecitazioni caratteristiche da impalcati	29
6.1	Sollecitazioni scaricate su appoggi su spalle	29
7	Combinazioni di carico	35
7.1	Coefficienti parziali di sicurezza per comb. di carico SLU/SLV/SLE.....	35
7.2	Azioni nelle verifiche agli stati limite	36
7.2.1	Stati limite ultimi.....	36
7.2.2	Stati limite di esercizio	37
7.3	Combinazioni dei carichi maggiormente significative	37

progettazione ati:

7.3.1	Combinazioni SLU/SLV	37
7.3.2	Combinazioni SLE - rara.....	39
7.3.3	Combinazioni SLE - frequente.....	40
7.3.4	Combinazioni SLE – quasi permanente.....	41
8	Geometrie elementi strutturali: spalla A.....	43
8.1	Geometria spalla: schemi grafici qualitativi	43
8.1.1	Disassamento baricentro appoggi	45
8.1.2	Dimensioni geometriche spalla.....	45
8.1.3	Dati geotecnici e sismici dei terreni	47
8.1.4	Distribuzione masse elementi spalla.....	47
8.1.5	Distribuzione inerzie sismiche	48
8.1.6	Valori maggiormente indicativi delle spinte e dei momenti sismici (delle terre)	49
8.1.7	Sollecitazioni scaricate dagli impalcati.....	49
8.2	Dettagli palificata	58
8.2.1	Schema e disposizione dei pali	58
8.2.2	Massime sollecitazioni sulla palificata (spalla n. A)	60
8.2.3	Massime sollecitazione su palo maggiormente cementato	60
9	Geometrie elementi strutturali: spalla B.....	62
9.1	Geometria spalla: schemi grafici qualitativi	62
9.1.1	Disassamento baricentro appoggi	64
9.1.2	Dimensioni geometriche spalla.....	64
9.1.3	Dati geotecnici e sismici dei terreni	65
9.1.4	Distribuzione masse elementi spalla.....	66
9.1.5	Distribuzione inerzie sismiche	67
9.1.6	Valori maggiormente indicativi delle spinte e dei momenti sismici (delle terre)	68
9.1.7	Sollecitazioni scaricate dagli impalcati.....	68
9.2	Dettagli palificata	77
9.2.1	Schema e disposizione dei pali	77
9.2.2	Massime sollecitazioni sulla palificata (spalla n. B)	79
9.2.3	Massime sollecitazione su palo maggiormente cementato	79
10	Geometrie elementi strutturali: pila 1 e 2.....	81
10.1	Geometria pila: schemi grafici qualitativi.....	81
10.1.1	Geometria appoggi	81
	Spinte idrauliche su fusto pila.....	83
10.1.2	Dimensioni geometriche pila.....	84
10.1.3	Dati geotecnici e sismici dei terreni	85
10.1.4	Distribuzione masse elementi pila	85
10.1.5	Distribuzione inerzie sismiche	86
10.1.6	Sollecitazioni scaricate dagli impalcati.....	86

progettazione ati:

10.2	Dettagli palificata.....	96
10.2.1	Schema e disposizione dei pali	96
10.2.2	Massime sollecitazioni sulla palificata (pila 1 e 2).....	97
10.2.3	Massime sollecitazione su palo maggiormente cementato	97
10.2.4	Sollecitazioni sui pali (comb. SLU)	99
10.2.5	Sollecitazioni sui pali (comb. SLV, N_{max}).....	100
10.2.6	Sollecitazioni sui pali (comb. SLV, N_{min})	101
10.2.7	Sollecitazioni sui pali (comb. SLE-rara)	102
10.2.8	Sollecitazioni sui pali (comb. SLE-frequente)	103
10.2.9	Sollecitazioni sui pali (comb. SLE-quasi permanente).....	104
11	Geometrie elementi strutturali: pila 3.....	105
11.1	Geometria pila: schemi grafici qualitativi.....	105
11.1.1	Geometria appoggi	105
11.1.2	Dimensioni geometriche pila.....	107
11.1.3	Dati geotecnici e sismici dei terreni	107
11.1.4	Distribuzione masse elementi pila	108
11.1.5	Distribuzione inerzie sismiche	108
11.1.6	Sollecitazioni scaricate dagli impalcati.....	109
11.2	Dettagli palificata.....	118
11.2.1	Schema e disposizione dei pali	118
11.2.2	Massime sollecitazioni sulla palificata (pila 3).....	119
11.2.3	Massime sollecitazione su palo maggiormente cementato	119
11.2.4	Sollecitazioni sui pali (comb. SLU)	121
11.2.5	Sollecitazioni sui pali (comb. SLV, N_{max}).....	122
11.2.6	Sollecitazioni sui pali (comb. SLV, N_{min})	123
11.2.7	Sollecitazioni sui pali (comb. SLE-rara)	124
11.2.8	Sollecitazioni sui pali (comb. SLE-frequente)	125
11.2.9	Sollecitazioni sui pali (comb. SLE-quasi permanente).....	126
12	Verifiche strutturali spalla A.....	127
12.1	Premessa.....	127
12.2	Verifica armatura mediopalo maggiormente cementato.....	127
12.3	Verifiche elemento paraghiaia.....	129
12.3.1	Modello di calcolo	129
12.3.2	Dati e sollecitazioni di carico.....	129
12.3.3	Combinazioni di carico.....	130
12.3.4	Verifica armature verticali e verifica a taglio	131
12.4	Verifica elementi muri di risvolto	137
12.4.1	Modello di calcolo adottato	137
12.4.2	Dati geometrici e di carico	137

progettazione ati:

12.4.3	Formulazione per il calcolo delle sollecitazioni taglianti e flettenti	138
12.4.4	Sollecitazioni di calcolo per le verifiche di resistenza	140
12.4.5	Verifiche strutturali: armature a flessione e taglio	140
12.5	Verifica parete di elevazione	153
12.5.1	Modello di calcolo	153
12.5.2	Dati di progetto	153
12.5.3	Grandezze calcolate	154
12.5.4	Schemi di calcolo resistenti adottati	158
12.5.5	Sollecitazioni di calcolo assunte nelle sezioni allo spiccato (estradosso plinto)	158
12.5.6	Sollecitazioni di calcolo e dimensioni assegnate alle sezioni resistenti	159
12.5.7	Elemento resistente: schema a): sezione equivalente dei due speroni assieme (solo per verifica SLV)	160
12.5.8	Elemento resistente: schema b) di sez. "C" (misurata allo spiccato)	161
12.6	Verifica bandiera	165
12.6.1	Verifica taglio su sezione di incastro	166
13	Verifiche strutturali spalla B	168
13.1	Premessa	168
13.2	Verifica armatura mediopalo maggiormente cementato	168
13.3	Verifiche elemento paraghiaia	170
13.3.1	Modello di calcolo	170
13.3.2	Dati e sollecitazioni di carico	170
13.3.3	Combinazioni di carico	171
13.3.4	Verifica armature verticali e verifica a taglio	172
13.4	Verifica elementi muri di risvolto	178
13.4.1	Modello di calcolo adottato	178
13.4.2	Dati geometrici e di carico	178
13.4.3	Formulazione per il calcolo delle sollecitazioni taglianti e flettenti	179
13.4.4	Sollecitazioni di calcolo per le verifiche di resistenza	181
13.4.5	Verifiche strutturali armature a flessione e a taglio	181
13.5	Verifica platea (punzonamento palo)	194
13.5.1	Modello di calcolo adottato	194
13.5.2	Colonna rettangolare interna (palo equivalente) con carico eccentrico rispetto a uno degli assi	194
13.5.3	Resistenza a punzonamento a filo palo/pilastro equivalente	195
13.5.4	Resistenza a punzonamento in assenza di apposite armature a distanza 2d	195
13.6	Verifica platea (mensola tozza)	196
13.6.1	Modello di calcolo adottato	196
13.6.2	Geometria dell'unghia della soletta di fondazione	196
13.6.3	Schemi e modelli di calcolo secondo NTC2018 e UNI EN 1992-1-1:2005	196
13.6.4	Caratteristiche di progetto	197
13.6.5	Armature longitudinali a trazione (plinto di fondazione su pali)	198

progettazione ati:

13.7	Verifica parete d'elevazione	201
13.7.1	Modello di calcolo	201
13.7.2	Dati di progetto	201
13.7.3	Grandezze calcolate.....	202
13.7.4	Schemi di calcolo resistenti adottati.....	206
13.7.5	Sollecitazioni di calcolo assunte nelle sezioni allo spiccato (estradosso plinto).....	206
13.7.6	Sollecitazioni di calcolo e dimensioni assegnate alle sezioni resistenti	207
13.7.7	Elemento resistente: schema a): sezione equivalente dei due speroni assieme (solo per verifica SLV)	208
13.7.8	Elemento resistente: schema b) di sez. "C" (misurata allo spiccato)	209
14	Verifiche strutturali pile 1 e 2	213
14.1	Premessa.....	213
14.2	Verifica palificata.....	213
14.3	Verifica platea a punzonamento su palo	215
14.3.1	Modello di calcolo adottato	215
14.3.2	Colonna rettangolare interna (palo equivalente) con carico eccentrico rispetto a uno degli assi.....	215
14.3.3	Resistenza a punzonamento a filo palo/pilastro equivalente	215
14.3.4	Resistenza a punzonamento in assenza di apposite armature a distanza 2d	216
14.4	Verifiche a pressoflessione su sezione pila allo spiccato	217
14.4.1	Combinazioni di carico considerate SLU	218
14.4.2	Esito verifiche allo stato limite ultimo	219
14.4.3	Esito verifiche allo stato limite di esercizio.....	221
14.5	Verifica a taglio sezione spiccato pila	223
14.6	Verifiche a sbalzo mensola tozza : verifica armatura pulvino.....	225
14.6.1	Modello di calcolo adottato	225
14.6.2	Geometria dello sbalzo del pulvino.....	225
14.6.3	Schemi e modelli di calcolo secondo NTC2018 e UNI EN 1992-1-1:2005	226
14.6.4	Caratteristiche del materiale calcestruzzo	226
14.6.5	Dettagli armature	226
14.6.6	Carico di estremità più sollecitato (SLU/SLV).....	227
14.6.7	Armature longitudinali a trazione (pulvino a sbalzo)	227
14.7	Verifiche curvatura convenzionale di prima plasticizzazione	230
15	Verifiche strutturali pila 3	237
15.1	Premessa.....	237
15.2	Verifica palificata.....	237
15.3	Verifica platea a punzonamento su palo	238
15.3.1	Modello di calcolo adottato	238
15.3.2	Colonna rettangolare interna (palo equivalente) con carico eccentrico rispetto a uno degli assi.....	238
15.3.3	Resistenza a punzonamento a filo palo/pilastro equivalente	238
15.3.4	Resistenza a punzonamento in assenza di apposite armature a distanza 2d	239

progettazione ati:

15.4	Verifiche a pressoflessione su sezione pila allo spiccato	239
15.4.1	Combinazioni di carico considerate SLU	241
15.4.2	Esito verifiche allo stato limite ultimo	242
15.4.3	Esito verifiche allo stato limite di esercizio.....	243
15.5	Verifica a taglio sezione spiccato pila	246
16	Verifiche baggioli di appoggio	248
17	Verifica ritegni sismici.....	252
17.1	Ritegni spalle	253
17.2	Ritegni pile	256
18	Giudizio motivato di accettabilità dei risultati	258
19	Verifica muro andatore	259
19.1	Geometria muro	259
19.2	Parametri Sismici	262
19.3	Calcolo delle Spinte sul muro.....	262
19.4	Condizioni di carico	265
19.5	Combinazioni di carico	267
19.6	Modello di calcolo	270
19.7	Risultati modello di calcolo.....	272
19.7.1	Sollecitazioni paramento.....	274
19.7.2	Sollecitazioni Piastra di fondazione	275
19.8	Verifiche strutturali	277
19.8.1	Verifica a flessione paramento	277
19.8.2	Verifica a taglio paramento	278
19.8.3	Verifica a flessione piastra fondazione	280
19.8.4	Verifica a taglio piastra fondazione	280
19.8.5	Verifica palo di fondazione.....	281
19.9	Verifiche di esercizio	282
19.9.1	Verifica delle tensioni di esercizio	282
19.9.2	Verifica a fessurazione	287
20	Software utilizzati e licenze	291

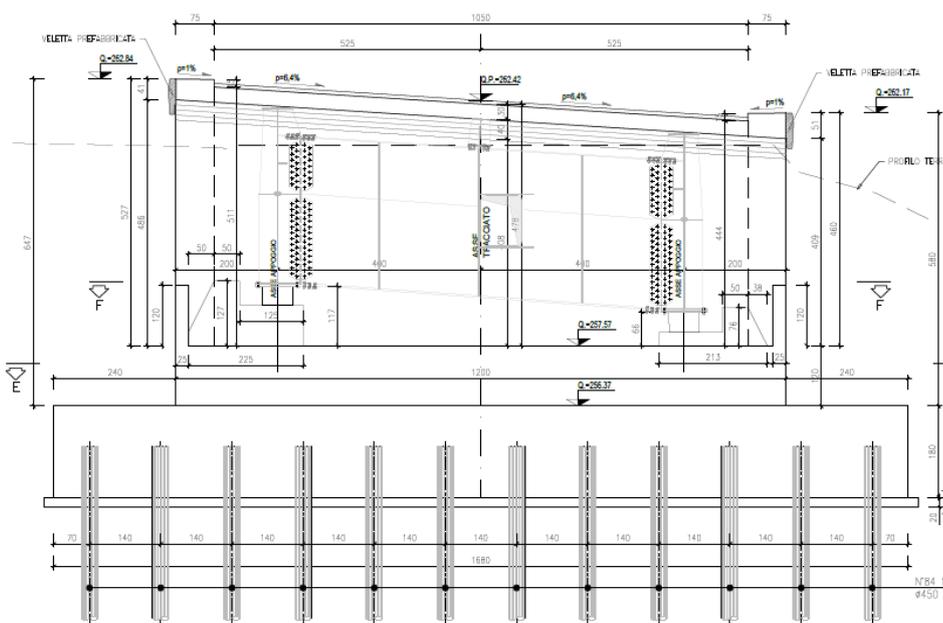
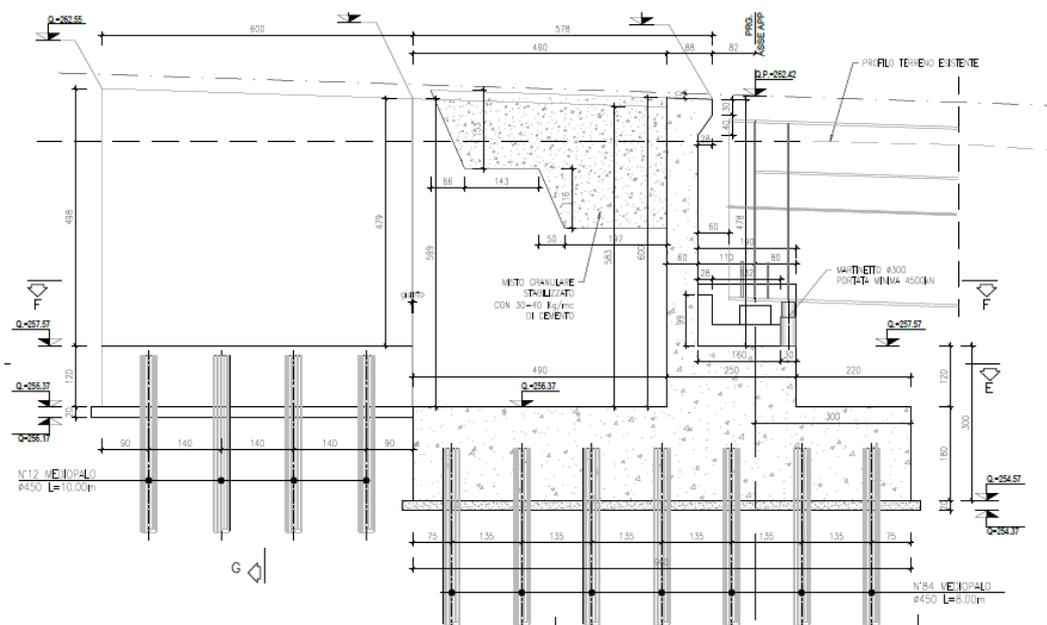
progettazione ati:

1 PREMESSA/DESCRIZIONE

1.1 Descrizione delle opere

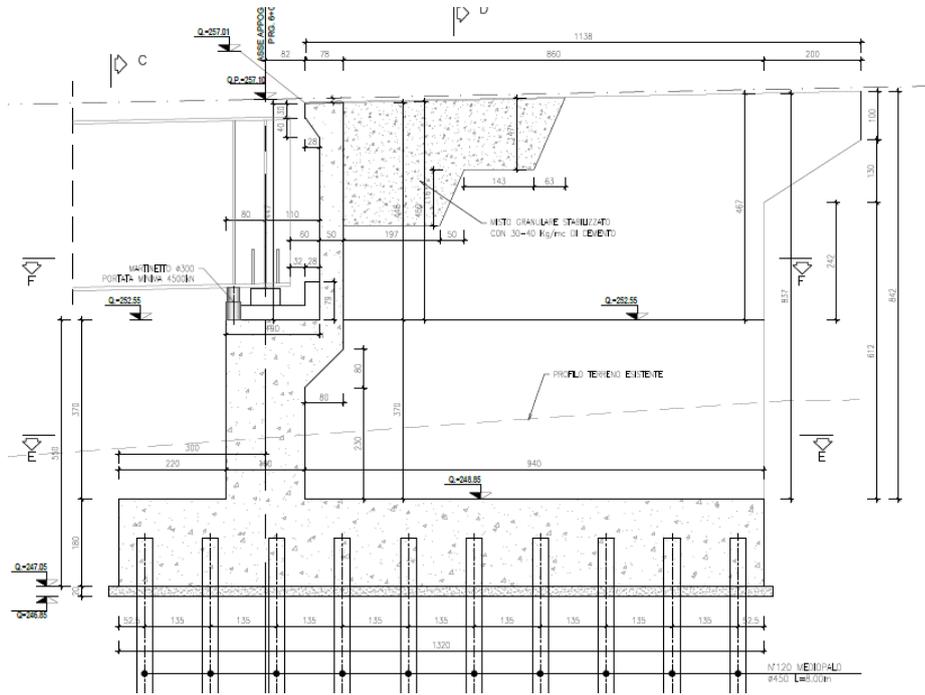
Per la descrizione dell'impalcato si rimanda alla specifica relazione. Analogamente, per le caratteristiche e i dati geotecnici utilizzati nei calcoli del presente documento, si rimanda alla relazione geotecnica.

Le sottostrutture sono costituite da spalle e pile tradizionali in c.a., caratterizzate da fondazioni profonde con mediopali $\phi 450$ mm armati con tubolare d'acciaio.

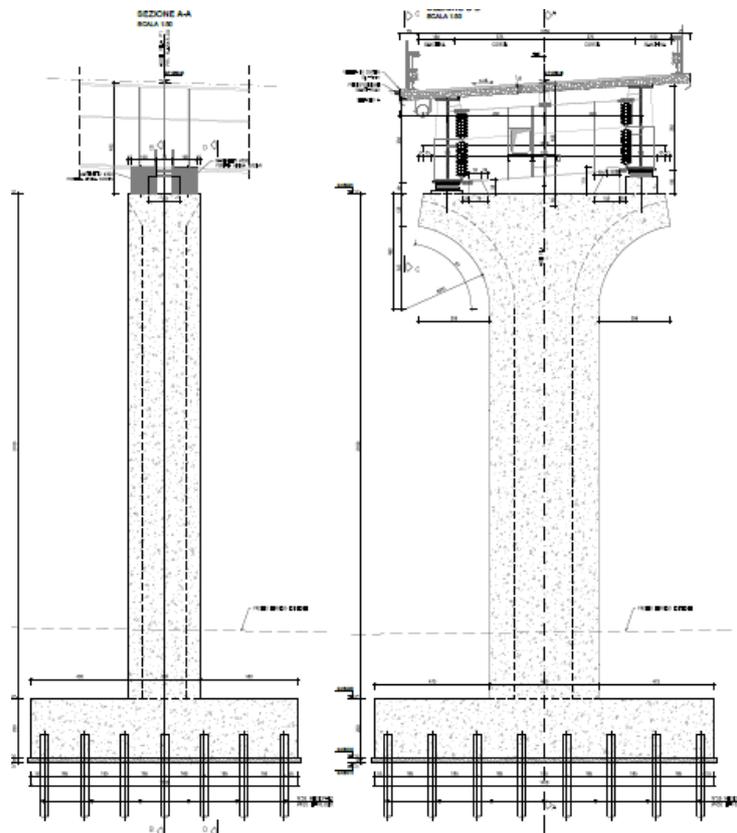


SPALLA A

progettazione ati:



SPALLA B



PILE

progettazione ati:

2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

2.1 Opere in c.a. e acciaio, carichi e azioni sulle costruzioni

Legge 5 novembre 1971 n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica

Circ. Min. LL.PP.14 Febbraio 1974, n. 11951 – Applicazione della L. 5 novembre 1971, n. 1086

Legge 2 febbraio 1974 n. 64, recante provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche

D. M. 17/01/2018 – Aggiornamento alle Norme tecniche per le costruzioni

Circolare C.S.LL.PP. 21/01/2019, n.7 - Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al D.M. 17/01/2018.

D. M. Min. Il. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni

Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 – Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008

Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici – Servizio Tecnico Centrale.

UNI EN 1990:2006 13/04/2006 Eurocodice 0 - Criteri generali di progettazione strutturale

UNI EN 1991-1-1:2004 01/08/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-1: Azioni in generale - Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici

UNI EN 1991-1-2:2004 01/10/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-2: Azioni in generale - Azioni sulle strutture esposte al fuoco

EC 1-2010 UNI EN 1991-1-2:2004 - Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-2: Azioni in generale - Azioni sulle strutture esposte al fuoco

UNI EN 1991-1-3:2015 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve

UNI EN 1991-1-4:2010 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento

UNI EN 1991-1-5:2004 01/10/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche

EC 2-2013 UNI EN 1991-1-6:2005 - Azioni sulle strutture - Parte 1-6: Azioni in generale - Azioni durante la costruzione

UNI EN 1991-1-7:2006 05/12/2006 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-7: Azioni in generale - Azioni eccezionali

UNI EN 1991-2:2005 01/03/2005 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 2: Carichi da traffico sui ponti

UNI EN 1991-1-7:2014 - Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-7: Azioni in generale - Azioni eccezionali

UNI EN 1992-1-1:2005 24/11/2005 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

UNI EN 1992-1-2:2005 01/04/2005 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio

UNI EN 1992-2:2006 26/01/2006 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 2: Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi

UNI EN 1993-1-1:2005 01/08/2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1- 1: Regole generali e regole per gli edifici

UNI EN 1993-1-2:2005 01/07/2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1- 2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio

UNI EN 1993-1-4:2021 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-4: Regole generali - Regole supplementari per acciai inossidabili

UNI EN 1993-1-5:2019 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra

progettazione ati:

UNI EN 1993-1-7:2007 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-7: Strutture a lastra ortotropa caricate al di fuori del piano

EC 1-2009 UNI EN 1993-1-7:2007 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-7: Strutture a lastra ortotropa caricate al di fuori del piano

UNI EN 1993-1-6:2017 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-6: Resistenza e stabilità delle strutture a guscio

UNI EN 1993-1-8:2005 01/08/2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1- 8: Progettazione dei collegamenti

UNI EN 1993-1-9:2005 01/08/2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1- 9: Fatica

EC 2-2011 UNI EN 1993-1-9:2005 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-9: Fatica

UNI EN 1993-2:2007 25/01/2007 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 2: Ponti di acciaio

UNI ENV 1993-5:2007 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 5: Pali e palancole

UNI EN 1993-1-8:2005 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti

UNI EN 1993-1-8:2005 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti

EC 1-2007 UNI EN 1993-1-8:2005 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti

EC 2-2010 UNI EN 1993-1-8:2005 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti

UNI EN 1993-1-11:2007 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-11: Progettazione di strutture con elementi tesi

UNI EN 1993-1-5:2019 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra

UNI EN 1993-1-2:2005 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio

EC 2-2011 UNI EN 1993-1-2:2005 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio

EC 1-2007 UNI EN 1993-1-2:2005 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio

UNI EN 1994-1-1:2005 01/03/2005 Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

UNI EN 1994-1-1:2005 - Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

UNI EN 1994-1-2:2014 Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio calcestruzzo - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio

UNI EN 1994-2:2006 12/01/2006 Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio calcestruzzo - Parte 2: Regole generali e regole per i ponti

UNI EN 1997-1:2005 01/02/2005 Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali

UNI EN 1998-1:2005 01/03/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici

UNI EN 1998-2:2006 09/02/2006 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 2: Ponti

UNI EN 1998-5:2005 01/01/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

Annessi nazionali degli eurocodici approvati nel 2011.

progettazione ati:

3 DURABILITÀ, COPRIFERRI E RESISTENZE MATERIALI

3.1 Generalità e condizioni ambientali

Si progetteranno strutture ed elementi strutturali tali da soddisfare i requisiti di attitudine al servizio, resistenza e stabilità durante la relativa vita utile di progetto (50 anni),¹ senza presentare perdite significative di funzionalità né richiedere manutenzione straordinaria eccessiva (per i requisiti generali dovendo fare riferimento alla EN 1990).

La protezione richiesta per le strutture (e le relative parti sotto-strutturali) è stata stabilita considerandone l'utilizzo previsto, la vita utile di progetto (rif. EN 1990), il programma di manutenzione e le azioni.

È stata presa in considerazione l'eventuale importanza delle azioni dirette e indirette, delle condizioni ambientali (4.2) e degli effetti che ne risultano. Le condizioni di esposizione sono le condizioni chimiche e fisiche alle quali le struttura sono esposte, in aggiunta alle azioni meccaniche.

Denominazione della classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione
1 Nessun rischio di corrosione o di attacco		
X0	Calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo/disgelo, abrasione o attacco chimico. Calcestruzzo con armatura o inserti metallici: molto asciutto.	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità dell'aria molto bassa
2 Corrosione indotta da carbonatazione		
XC1	Asciutto o permanentemente bagnato	Calcestruzzo all'interno di edifici con bassa umidità relativa Calcestruzzo costantemente immerso in acqua
XC2	Bagnato, raramente asciutto	Superfici di calcestruzzo a contatto con acqua per lungo tempo Molte fondazioni
XC3	Umidità moderata	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità dell'aria moderata oppure elevata Calcestruzzo esposto all'esterno protetto dalla pioggia
XC4	Ciclicamente bagnato e asciutto	Superfici di calcestruzzo soggette al contatto con acqua, non nella classe di esposizione XC2
3 Corrosione indotta da cloruri		
XD1	Umidità moderata	Superfici di calcestruzzo esposte ad atmosfera salina
XD2	Bagnato, raramente asciutto	Piscine Calcestruzzo esposto ad acque industriali contenenti cloruri
XD3	Ciclicamente bagnato e asciutto	Parti di ponti esposte a spruzzi contenenti cloruri Pavimentazioni Pavimentazioni di parcheggi

(continua)

Tabella 3-1 - Classi di esposizione in relazione alle condizioni ambientali, in conformità alla EN 206-1 (prospetto 4.1, estratto da norma UNI, parte I)

Le condizioni ambientali sono classificate secondo il prospetto 4.1, basato sulla EN 206-1 (qui, per comodità di lettura, riproposto separato in due tabelle: parte I e parte II).

In aggiunta alle condizioni del prospetto 4.1, si raccomanda di considerare alcune forme particolari di azioni aggressive o indirette, incluse:

- attacco chimico, dovuto per esempio a:
 - soluzioni di acidi o solfati (EN 206-1, ISO 9690),
 - cloruri contenuti nel calcestruzzo (EN 206-1),
 - reazioni alcali-aggregati (EN 206-1, norme nazionali)
- attacco fisico, dovuto per esempio a:
 - variazioni di temperatura,
 - abrasione [vedere punto 4.4.1.2 (13) della EN 1992-1-1],
 - penetrazione di acqua (EN 206-1).

¹ Nel draft dell'Appendice nazionale dell'Eurocodice 2 si stabilisce che le costruzioni/strutture con vita nominale di 50 anni, ricadano in classe strutturale S4.

progettazione ati:

Nota: la composizione del calcestruzzo influenza sia la protezione delle armature, sia la resistenza del calcestruzzo agli attacchi. L'appendice E (nella UNI EN 1992-1-1) fornisce classi di resistenza indicative per le diverse classi d'esposizione. Questo può portare a scegliere delle classi di resistenza superiori a quelle richieste dal calcolo strutturale.

(segue dalla pagina precedente)

4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare		
XS1	Esposto a nebbia salina ma non in contatto diretto con acqua di mare	Strutture prossime oppure sulla costa
XS2	Permanentemente sommerso	Parti di strutture marine
XS3	Zone esposte alle onde, agli spruzzi oppure alle maree	Parti di strutture marine
5 Attacco di cicli gelo/disgelo		
XF1	Moderata saturazione d'acqua, senza impiego di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo
XF2	Moderata saturazione d'acqua, con uso di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo di strutture stradali esposte al gelo e ad agenti antigelo
XF3	Elevata saturazione d'acqua, senza antigelo	Superfici orizzontali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo
XF4	Elevata saturazione d'acqua, con antigelo oppure acqua di mare	Strade e impalcati da ponte esposti agli agenti antigelo Superfici di calcestruzzo esposte direttamente ad agenti antigelo e al gelo Zone di strutture marine soggette a spruzzi ed esposte al gelo
6 Attacco chimico		
XA1	Ambiente chimico debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno
XA2	Ambiente chimico moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno
XA3	Ambiente chimico fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno

Tabella 3-2 - Classi di esposizione in relazione alle condizioni ambientali, in conformità alla EN 206-1 (prospetto 4.1, estratto da norma UNI, parte II)

	Classi di esposizione																
	Nessun rischio di corrosione dell'armatura	Corrosione delle armature indotta dalla carbonatazione			Corrosione delle armature indotta da cloruri						Attacco da cicli di gelo / disgelo				Ambiente aggressivo per attacco chimico		
		Acqua di mare			Cloruri provenienti da altre fonti												
	X0	XC1 - XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3
A/C Massimo	-	0,60	0,55	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45	0,50	0,50	0,50	0,45	0,45	0,55	0,5	0,45
Rck Minima *	C12/15	C25/30	C28/35	C32/40	C32/40	C35/45	C28/35	C32/40	C35/45	C32/40	C25/30	C28/35	C28/35	C32/40	C32/40	C35/45	C35/45
Contenuto di cemento minimo (Kg/mc)	-	300	320	340	340	360	320	340	360	320	340	360	320	340	360		
Contenuto minimo in aria (%)											3,0 a)						
Altri requisiti											Aggregati conformi alla UNI EN 12620 di adeguata resistenza al gelo / disgelo			E' richiesto l'impiego di cementi resistenti ai solfati b)			

*) Nel prospetto 7 della UNI EN 206-1 viene riportata la classe C8/10 che corrisponde a specifici calcestruzzi destinati a sottofondazioni e ricoprimenti. Per tale classe dovrebbero essere definite le prescrizioni di durabilità nei riguardi di acque o terreni aggressivi.
a) Quando il calcestruzzo non contiene aria aggiunta, le sue prestazioni devono essere verificate rispetto ad un calcestruzzo aerato per il quale è provata la resistenza al gelo / disgelo, da determinarsi secondo UNI 7087, per la relativa classe di esposizione.
b) Qualora la presenza di solfati comporti le classi di esposizione XA2 e XA3 è essenziale utilizzare un cemento resistente ai solfati secondo UNI 9156.

Tabella 3-3 - Classi di esposizione in relazione alle condizioni ambientali, in conformità alla UNI 11104:2016

progettazione ati:

In base ai requisiti riportati nel prospetto 4.1 della UNI EN 206-1 e alla UNI 1104:2016 (tabella sopra), per le opere in oggetto, si riassume quanto segue:

Tipo di elemento strutturale	Classe/i di esposizione prevista/imposta	Classe Minima (MPa)	Rapp. (max) Acqua/Cemento	Classe consist. (Slump)	Dimensione nominale (max) aggregati (mm)
Pali di fondazione	XC2	C25/30	≤ 0.60	S5	25
Plinti di fondazione	XC2	C25/30	≤ 0.60	S4	25
Strutture in elevazione	XC4	C32/40	≤ 0.50	S4	20
Cordoli, baggioli e ritegni	XC4 + XD3	C35/45	≤ 0.45	S5	16

Tabella 3-4 - Classi di esposizione per elementi strutturali da ponte (travi, impalcati, spalle e pile) del caso in oggetto (vita utile 50 anni): caratteristiche cementi, secondo dati nella UNI 11104:2016

3.2 Requisiti di durabilità

Per ottenere la vita utile di progetto richiesta delle strutture, sono state prese adeguate disposizioni al fine di proteggere ogni elemento strutturale dalle azioni ambientali rilevanti.

I requisiti di durabilità presi in conto hanno considerato:

- la concezione della struttura
- la scelta dei materiali
- i dettagli costruttivi
- l'esecuzione
- il controllo di qualità
- l'ispezione
- le verifiche
- particolari disposizioni (per esempio utilizzo di acciaio inossidabile, rivestimenti, protezione catodica).

3.3 Copriferri

Di seguito, le calcolazioni per la stima dei copriferri nominali nei vari elementi strutturali delle opere in oggetto. Di seguito, le tabelle di riferimento così come indicate nel corpo degli Eurocodici strutturali.

Requisito relativo all'aderenza	
Disposizione delle armature	Copriferro minimo $c_{min,b}^{*)}$
Isolate	Diametro della barra
Raggruppate	Diametro equivalente (ϕ_n) (vedere punto 8.9.1)
*) Se la dimensione nominale massima dell'aggregato è maggiore di 32 mm, si raccomanda di aumentare $c_{min,b}$ di 5 mm.	

Tabella 3-5 - Requisiti di aderenza (estratto da EN 1992-1-1 prospetto 4.2)

progettazione ati:

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

Tabella 3-6 - Classificazione strutturale raccomandata (estratto da EN 1992-1-1 prospetto 4.3N)

Nota. Il valore di $\Delta c_{dur,y}$ da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è 0 mm. Il valore di $\Delta c_{dur,st}$ da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato, in assenza di prescrizioni aggiuntive, è 0 mm (si utilizzerà per tutti gli elementi strutturali). Il valore di $\Delta c_{dur,add}$ da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato, in assenza di prescrizioni aggiuntive, è 0 mm. Il valore di Δc_{dev} da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è 10 mm (tutti gli elementi strutturali).

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

Tabella 3-7 - Valori del copriferro minimo $c_{min,dur}$, requisiti con riferimento alla durabilità per acciai da armatura ordinaria, in accordo alla EN 10080. Classe strutturale S4 per vita nominale 50 anni, classe S6 per vita nominale 100 anni²

² Il calcolo del copriferro in accordo con la procedura definita dall'Eurocodice 2 è valido solo nel caso in cui la vita nominale assegnata alla struttura sia pari a 100 anni. Come già menzionato, in accordo con l'Eurocodice 2, un'opera con vita nominale di 50 anni ricade in classe strutturale S4. Lo stesso Eurocodice stabilisce che se la vita nominale è di 100 anni occorre aumentare la classe strutturale di 2 (Tabella 3-8). Pertanto, in via del tutto generale una struttura con vita nominale di 100 anni ricade in classe strutturale S6 (S4 + 2). Nel caso in oggetto, per sicurezza si considera il "periodo di riferimento" delle strutture come parametro di analisi per la scelta di $c_{min,dur}$ nella Tabella 3-8.

progettazione ati:

Requisito ambientale per $c_{min,dur}$ (mm)							
Classe strutturale	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	15	20	25	30	35	40
S2	10	15	25	30	35	40	45
S3	10	20	30	35	40	45	50
S4	10	25	35	40	45	50	55
S5	15	30	40	45	50	55	60
S6	20	35	45	50	55	60	65

Tabella 3-8 - Valori del copriferro minimo $c_{min,dur}$, requisiti con riferimento alla durabilità per acciai da precompressione, in accordo alla EN 10080

In alcune situazioni, lo scostamento accettato e quindi il valore ammesso Δc_{dev} possono essere ridotti secondo le seguenti modalità:

- se l'esecuzione è sottoposta ad un sistema di assicurazione della qualità, nel quale siano incluse le misure dei copriferri, lo scostamento ammesso nel progetto, Δc_{dev} , può essere ridotto a ad un range compreso tra i 5 mm e i 10 mm (compresi)
- se si può assicurare che sia utilizzato un dispositivo di misurazione molto accurato per il monitoraggio e che gli elementi non conformi siano respinti (per esempio elementi prefabbricati), lo scostamento ammesso Δc_{dev} può essere ridotto ad un range al di sotto dei 10 mm (compresi).

Il copriferro è la distanza tra la superficie esterna dell'armatura (inclusi staffe, collegamenti e rinforzi superficiali, se presenti) più prossima alla superficie del calcestruzzo e la superficie stessa del calcestruzzo. Il copriferro nominale deve essere specificato sui disegni. Esso è definito come il copriferro minimo, c_{min} (vedere punto 4.4.1.2), più un margine di progetto per gli scostamenti, Δc_{dev} (vedere punto 4.4.1.3).

NOTA: coerentemente a quanto prevede la normativa europea, e consigliato dalle Norme tecniche NTC2018 come valido riferimento, è possibile utilizzare la norma UNI EN 1992-1-1 (qui in questo capitolo indicata come EC2) per dimensionare correttamente i copriferri. La normativa europea prevede 6 classi strutturali, da S1 a S6: in Italia occorre considerare la S4 e la S6 corrispondenti rispettivamente ad una vita utile di progetto di 50 e 100 anni. Nel caso delle opere in oggetto: S4.

3.3.1 Mediopali di fondazione

Elementi strutturali a riferimento:	mediopali di fondazione (spalle e pile)
Dimensione perforazione palo:	$D_{perf} = 450$ mm
Dimensione nominale (max) aggregato:	25 mm
Valore di incremento (maggiorazione per aggr.):	$\Delta c_{min,b,1} = 0$ mm (per diam. aggregato di $\phi_{aggr,1} = 32$ mm)
Diametro armatura tubo medopalo:	$\phi_{tubo} = 298.5$ mm (acciaio Tipo S355)
Spessore armatura tubo mediopalo:	$S_{tubo} = 25$ mm
Copriferro minimo (requisito aderenza):	$c_{min,b,1} = S_{tubo} + \Delta c_{min,b,1} = 25$ mm (p.to 4.4.1.2(3) EC2)
Copriferro minimo (condizioni ambientali):	$c_{min,dur,1} = 35$ mm (p.to 4.4.1.2(5) EC2)
Margine di sicurezza (durabilità ambientale):	$\Delta c_{dur,\gamma,1} = 30$ mm (p.to 4.4.1.2 (6) EC2)
Riduzione copriferro (utilizzo acciai inossid.):	$\Delta c_{dur,st,1} = 0$ mm (p.to 4.4.1.2 (7) EC2)
Riduzione per protezioni aggiuntive:	$\Delta c_{dur,add,1} = 0$ mm (4.4.1.2 (8) EC2)
Margine di progetto degli scostamenti:	$\Delta c_{dev,1} = 10$ mm (4.4.1.3 EC2)
$c_{min,1} = \max(c_{min,b,1}, c_{min,dur,1} + \Delta c_{dur,\gamma,1} - \Delta c_{dur,st,1} - \Delta c_{dur,add,1}, 10$ mm) =	65 mm
Copriferro nominale:	$c_{nom,1} = c_{min,1} + \Delta c_{dev,1} = 75$ mm (EC2, Eq. 4.1)

3.3.2 Platea spalle

Elementi strutturali a riferimento:	platea spalla/pile
Dimensione nominale (max) aggregato:	$\phi_{aggr,2} = 25$ mm
Valore di incremento (maggiorazione per aggr.):	$\Delta c_{min,b,2} = 0$ mm (per diam. aggregato di $\phi_{aggr,2} = 32$ mm)
Diametro (max) delle barre longitudinali:	$\phi_{longit,2} = 26$ mm
Copriferro minimo (requisito aderenza):	$c_{min,b,2} = \phi_{longit,2} + \Delta c_{min,b,2} = 26$ mm (p.to 4.4.1.2(3) EC2)

progettazione ati:

Copriferro minimo (condizioni ambientali):	$C_{min,dur_2} = 35$ mm (p.to 4.4.1.2(5) EC2)
Margine di sicurezza (durabilità ambientale):	$\Delta C_{dur,\gamma_2} = 0$ mm (p.to 4.4.1.2 (6) EC2)
Riduzione copriferro (per utilizzo acciai inossid.):	$\Delta C_{dur,st_2} = 0$ mm (p.to 4.4.1.2 (7) EC2)
Riduzione per protezioni aggiuntive:	$\Delta C_{dur,add_2} = 0$ mm (4.4.1.2 (8) EC2)
Margine di progetto degli scostamenti:	$\Delta C_{dev_2} = 10$ mm (4.4.1.3 EC2)
$C_{min_2} = \max(C_{min,b_2}, C_{min,dur_2} + \Delta C_{dur,\gamma_2} - \Delta C_{dur,st_2} - \Delta C_{dur,add_2}, 10 \text{ mm}) = 35$ mm	
Copriferro (minimo) nominale:	$C_{nom_2} = C_{min_2} + \Delta C_{dev_2} = 45$ mm (EC2, Eq. 4.1)

3.3.3 Elevazione spalle e muri

Elementi strutturali a riferimento:	muri elevazione spalla/fusto e pulvino pile
Dimensione nominale (max) aggregato:	$\phi_{aggr_3} = 20$ mm
Valore di incremento (maggiorazione per aggr.):	$\Delta C_{min,b_3} = 0$ mm (per diam. aggregato di $\phi_{aggr_3} = 32$ mm)
Diametro (max) delle barre longitudinali:	$\phi_{longit_3} = 28$ mm
Copriferro minimo (requisito aderenza):	$C_{min,b_3} = \phi_{longit_3} + \Delta C_{min,b_3} = 28$ mm (p.to 4.4.1.2(3) EC2)
Copriferro minimo (condizioni ambientali):	$C_{min,dur_3} = 40$ mm (p.to 4.4.1.2(5) EC2)
Margine di sicurezza (durabilità ambientale):	$\Delta C_{dur,\gamma_3} = 0$ mm (p.to 4.4.1.2 (6) EC2)
Riduzione copriferro (per utilizzo acciai inossid.):	$\Delta C_{dur,st_3} = 0$ mm (p.to 4.4.1.2 (7) EC2)
Riduzione per protezioni aggiuntive:	$\Delta C_{dur,add_3} = 0$ mm (4.4.1.2 (8) EC2)
Margine di progetto degli scostamenti:	$\Delta C_{dev_3} = 10$ mm (4.4.1.3 EC2)
$C_{min_3} = \max(C_{min,b_3}, C_{min,dur_3} + \Delta C_{dur,\gamma_3} - \Delta C_{dur,st_3} - \Delta C_{dur,add_3}, 10 \text{ mm}) = 40$ mm	
Copriferro (minimo) nominale:	$C_{nom_3} = C_{min_3} + \Delta C_{dev_3} = 50$ mm (EC2, Eq. 4.1)

3.3.4 Cordoli, baggioli e ritegni

Elementi strutturali a riferimento:	parete elevazione spalla/pulvini pile
Dimensione nominale (max) aggregato:	$\phi_{aggr_4} = 16$ mm
Valore di incremento (maggiorazione per aggr.):	$\Delta C_{min,b_4} = 0$ mm (per diam. aggregato di $\phi_{aggr_4} = 32$ mm)
Diametro (max) delle barre longitudinali:	$\phi_{longit_4} = 26$ mm
Copriferro minimo (requisito aderenza):	$C_{min,b_4} = \phi_{longit_4} + \Delta C_{min,b_4} = 26$ mm (p.to 4.4.1.2(3) EC2)
Copriferro minimo (condizioni ambientali):	$C_{min,dur_4} = 35$ mm (p.to 4.4.1.2(5) EC2)
Margine di sicurezza (durabilità ambientale):	$\Delta C_{dur,\gamma_4} = 0$ mm (p.to 4.4.1.2 (6) EC2)
Riduzione copriferro (per utilizzo acciai inossid.):	$\Delta C_{dur,st_4} = 0$ mm (p.to 4.4.1.2 (7) EC2)
Riduzione per protezioni aggiuntive:	$\Delta C_{dur,add_4} = 0$ mm (4.4.1.2 (8) EC2)
Margine di progetto degli scostamenti:	$\Delta C_{dev_4} = 10$ mm (4.4.1.3 EC2)
$C_{min_4} = \max(C_{min,b_4}, C_{min,dur_4} + \Delta C_{dur,\gamma_4} - \Delta C_{dur,st_4} - \Delta C_{dur,add_4}, 10 \text{ mm}) = 35$ mm	
Copriferro (minimo) nominale:	$C_{nom_4} = C_{min_4} + \Delta C_{dev_4} = 45$ mm (EC2, Eq. 4.1)

Si riportano, di seguito, i valori dei copriferri nominali per i diversi elementi strutturali delle opere in oggetto:

Nomenclatura elemento strutturale ³	Tipo di elemento strutturale	Classe/i di esposizione prevista/imposta	Classe Minima (MPa)	Copriferro nominale C_{nom} (mm)
nom. A	Pali di fondazione (spalle, opere provvisionali)	XC2	C25/30	75
nom. A	Platea, plinti fondazione (spalle)	XC2	C25/30	45
nom. B	Strutture in elevazione (travi, impalcati, spalle e muri)	XC4	C32/40	50
nom. C	Cordoli, baggioli e ritegni (spalle)	XC4 + XD3	C35/45	45

Tabella 3-9 - Classi di esposizione per elementi strutturali da ponte (travi, impalcati, spalle e pile in c.a.) del caso in oggetto (vita utile 50 anni): caratteristiche cementi, secondo dati nel prospetto 4.1

³ Nomenclatura interna al presente scritto per poter separare, formalmente, i diversi valori di medesimi parametri di resistenza relativi alle caratteristiche dei calcestruzzi.

progettazione ati:

3.4 Resistenze e deformazioni calcestruzzi

3.4.1 Caratteristiche di resistenza e deformazione calcestruzzi (nom. A)

Resistenza cilindrica cls:	$f_{ck_A} = 25 \text{ N/mm}^2$
Resistenza cubica cls:	$f_{ck,cube_A} = 30 \text{ N/mm}^2$
Classe di resistenza cls:	C25/30
Valore medio resistenza cilindrica a compressione:	$f_{cm_A} = f_{ck_A} + 8 \text{ N/mm}^2 = 33 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media a trazione cls:	$f_{ctm_A} = 0.30 \text{ N/mm}^2 \times (f_{ck_A} / 1 \text{ N/mm}^2)^{2/3} = 2.6 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica comp. ass. (5% frattile):	$f_{ctk, 0.05_A} = 0.7 \times f_{ctm_A} = 1.8 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica comp. ass. (95% frattile):	$f_{ctk, 0.95_A} = 1.3 \times f_{ctm_A} = 3.3 \text{ N/mm}^2$
Modulo di elasticità secante cls:	$E_{cm_A} = 22000 \text{ N/mm}^2 \times (f_{cm_A} / 10 \text{ N/mm}^2)^{0.3} = 31476 \text{ N/mm}^2$
Deformazione unitaria assiale di picco:	$\varepsilon_{c1_A} = 0.7 \text{ N/mm}^2 \times (f_{cm_A} / 1 \text{ N/mm}^2)^{0.31} = 2.07 \text{ N/mm}^2$
Deformazione unitaria ultima cls:	$\varepsilon_{cu1_A} = 3.5$
Deformazione unitaria assiale pura:	$\varepsilon_{c2_A} = 2.0$
Deformazione unitaria ultima a compressione (non pura), assumendo una distribuzione parabolica-rettangolare del diagramma tensioni-deformazioni:	$\varepsilon_{cu2_A} = 3.5$
Valore dell'esponente "n" (EC2, prospetto 3.1):	$n_A = 2.0$
Deformazione assiale pura di compressione:	$\varepsilon_{c3_A} = 1.75$
Deformazione unitaria ultima a compressione (non pura), assumendo una distribuzione bilineare del diagramma tensioni-deformazioni:	$\varepsilon_{cu3_A} = 3.5$
Coefficiente parziale di sicurezza materiale (cls):	$\gamma_c = 1.50$
Coefficiente a lungo termine (azioni di trazione):	$\alpha_{ct} = 1.00$ (EC2 eq. 3.16)
Resistenza di calcolo a trazione (cls):	$f_{ctd_A} = \alpha_{ct} \times f_{ctk, 0.05_A} / \gamma_c = 1.20 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente a lungo termine (azioni di compress.):	$\alpha_{cc} = 0.85$ (NTC2018 eq. 4.1.3)
Resistenza di calcolo a compressione (cls):	$f_{cd_A} = \alpha_{cc} \times f_{ck_A} / \gamma_c = 14.17 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (rara):	$\sigma_{c,rara_A} = 0.60 \times f_{ck_A} = 15.00 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (quasi permanente):	$\sigma_{c,Qperm_A} = 0.45 \times f_{ck_A} = 11.25 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente per condizione di aderenza:	$\eta_1 = 0.7$ (considerata "bassa aderenza", EC2 p.to 8.4.2)
Coefficiente per diametro delle barre armatura:	$\eta_2 = 1.0$ (per diametri minori di 32 mm)
Tensione ultima di aderenza (barre nervate):	$f_{bd_A} = 2.25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctd_A} = 1.89 \text{ N/mm}^2$ (EC2 eq. 8.2)
Acciaio sfruttato all'80% (nelle sovrapposizioni):	$\sigma_{sd_A} = 0.80 \times (391 \text{ N/mm}^2) = 313 \text{ N/mm}^2$

3.4.2 Caratteristiche di resistenza e deformazione calcestruzzi (nom. B)

Resistenza cilindrica cls:	$f_{ck_B} = 32 \text{ N/mm}^2$
Resistenza cubica cls:	$f_{ck,cube_B} = 40 \text{ N/mm}^2$
Classe di resistenza cls:	C32/40
Valore medio resistenza cilindrica a compressione:	$f_{cm_B} = f_{ck_B} + 8 \text{ N/mm}^2 = 40 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media a trazione cls:	$f_{ctm_B} = 0.30 \text{ N/mm}^2 \times (f_{ck_B} / 1 \text{ N/mm}^2)^{2/3} = 3.0 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica comp. ass. (5% frattile):	$f_{ctk, 0.05_B} = 0.7 \times f_{ctm_B} = 2.1 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica comp. ass. (95% frattile):	$f_{ctk, 0.95_B} = 1.3 \times f_{ctm_B} = 3.9 \text{ N/mm}^2$
Modulo di elasticità secante cls:	$E_{cm_B} = 22000 \text{ N/mm}^2 \times (f_{cm_B} / 10 \text{ N/mm}^2)^{0.3} = 33346 \text{ N/mm}^2$
Deformazione unitaria assiale di picco:	$\varepsilon_{c1_B} = 0.7 \text{ N/mm}^2 \times (f_{cm_B} / 1 \text{ N/mm}^2)^{0.31} = 2.20 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a trazione (cls):	$f_{ctd_B} = \alpha_{ct} \times f_{ctk, 0.05_B} / \gamma_c = 1.41 \text{ N/mm}^2$

progettazione ati:

Resistenza di calcolo a compressione (cls):	$f_{cd_B} = \alpha_{cc} \times f_{ck_B} / \gamma_c = \mathbf{18.13 \text{ N/mm}^2}$
Resistenza a compressione (rara):	$\sigma_{c,rara_B} = 0.60 \times f_{ck_B} = \mathbf{19.20 \text{ N/mm}^2}$
Resistenza a compressione (quasi permanente):	$\sigma_{c,Qperm_B} = 0.45 \times f_{ck_B} = \mathbf{14.40 \text{ N/mm}^2}$
Coefficiente per condizione di aderenza:	$\eta_1 = 0.7$ (considerata "bassa aderenza", EC2 p.to 8.4.2)
Coefficiente per diametro delle barre armatura:	$\eta_2 = 1.0$ (per diametri minori di 32 mm)
Tensione ultima di aderenza (barre nervate):	$f_{bd_B} = 2.25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctd_B} = \mathbf{2.22 \text{ N/mm}^2}$ (EC2 eq. 8.2)
Acciaio sfruttato all'80% (nelle sovrapposizioni):	$\sigma_{sd} = 0.80 \times (391 \text{ N/mm}^2) = \mathbf{313 \text{ N/mm}^2}$

3.4.3 Caratteristiche di resistenza e deformazione calcestruzzi (nom. C)

Resistenza cilindrica cls:	$f_{ck_C} = \mathbf{35 \text{ N/mm}^2}$
Resistenza cubica cls:	$f_{ck,cube_C} = \mathbf{45 \text{ N/mm}^2}$
Classe di resistenza cls:	C35/45
Valore medio resistenza cilindrica a compressione:	$f_{cm_C} = f_{ck_C} + 8 \text{ N/mm}^2 = \mathbf{43 \text{ N/mm}^2}$
Resistenza media a trazione cls:	$f_{ctm_C} = \mathbf{0.30 \text{ N/mm}^2} \times (f_{ck_C} / 1 \text{ N/mm}^2)^{2/3} = \mathbf{3.2 \text{ N/mm}^2}$
Resistenza caratteristica comp. ass. (5% frattile):	$f_{ctk, 0.05_C} = 0.7 \times f_{ctm_C} = \mathbf{2.2 \text{ N/mm}^2}$
Resistenza caratteristica comp. ass. (95% frattile):	$f_{ctk, 0.95_C} = 1.3 \times f_{ctm_C} = \mathbf{4.2 \text{ N/mm}^2}$
Modulo di elasticità secante cls:	$E_{cm_C} = 22000 \text{ N/mm}^2 \times (f_{cm_C} / 10 \text{ N/mm}^2)^{0.3} = \mathbf{34077 \text{ N/mm}^2}$
Deformazione unitaria assiale di picco:	$\varepsilon_{c1_C} = 0.7 \text{ N/mm}^2 \times (f_{cm_C} / 1 \text{ N/mm}^2)^{0.31} = \mathbf{2.25 \text{ N/mm}^2}$
Resistenza di calcolo a trazione (cls):	$f_{ctd_C} = \alpha_{ct} \times f_{ctk, 0.05_C} / \gamma_c = \mathbf{1.50 \text{ N/mm}^2}$
Resistenza di calcolo a compressione (cls):	$f_{cd_C} = \alpha_{cc} \times f_{ck_C} / \gamma_c = \mathbf{19.83 \text{ N/mm}^2}$
Resistenza a compressione (rara):	$\sigma_{c,rara_C} = 0.60 \times f_{ck_C} = \mathbf{21.00 \text{ N/mm}^2}$
Resistenza a compressione (quasi permanente):	$\sigma_{c,Qperm_C} = 0.45 \times f_{ck_C} = \mathbf{15.75 \text{ N/mm}^2}$
Coefficiente per condizione di aderenza:	$\eta_1 = 0.7$ (considerata "bassa aderenza", EC2 p.to 8.4.2)
Coefficiente per diametro delle barre armatura:	$\eta_2 = 1.0$ (per diametri minori di 32 mm)
Tensione ultima di aderenza (barre nervate):	$f_{bd_C} = 2.25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctd_C} = \mathbf{2.36 \text{ N/mm}^2}$ (EC2 eq. 8.2)
Acciaio sfruttato all'80% (nelle sovrapposizioni):	$\sigma_{sd_C} = 0.80 \times (391 \text{ N/mm}^2) = \mathbf{313 \text{ N/mm}^2}$

Calcestruzzo per magrone di riempimento o livellamento

Per il magrone di sottofondazione si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe C12/15 ($R_{ck} > 15 \text{ N/mm}^2$).
Classe di esposizione ambientale X0.
Massima dimensione aggregati: 40 mm.

3.5 Resistenza acciaio per c.a. e carpenteria metallica

3.5.1 Barre, tondini e reti

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo B450C controllato in stabilimento, che presentino (almeno) le seguenti caratteristiche:

Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} = \mathbf{450 \text{ N/mm}^2}$
Tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk} = \mathbf{540 \text{ N/mm}^2}$
Tensione di calcolo elastica (comb. rara):	$\sigma_a = 0.8 \times f_{yk} = \mathbf{360 \text{ N/mm}^2}$
Fattore di sicurezza acciaio:	$\gamma_s = 1.15$
Tensione di progetto:	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = \mathbf{391 \text{ N/mm}^2}$

progettazione ati:

3.5.2 Tubi per micropali

Per l'armatura dei micropali, si utilizzano profilati cavi in carpenteria metallica in acciaio tipo S355JR, che presentino (almeno) le seguenti caratteristiche:

Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk_steel} = 355 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk_steel} = 470 \text{ N/mm}^2$
Fattore di sicurezza acciaio (carpenteria):	$\gamma_{M0} = 1.05$
Tensione di progetto:	$f_{yd_steel} = f_{yk_steel} / \gamma_{M0} = 338 \text{ N/mm}^2$

progettazione ati:

4 VITA NOMINALE E VITA DI RIFERIMENTO DELLE OPERE

4.1 Classe d'uso, vita nominale e vita di riferimento

Con riferimento alla destinazione d'uso della costruzione e della modalità d'impiego, la struttura in oggetto appartiene al tipo di costruzione 2: "Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale", per le quali è prevista una vita nominale di $V_N = 50$ anni. Ai fini del calcolo dell'azione sismica è stata considerata una "Classe d'uso IV": "Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità", ai sensi delle NTC2018, da cui scaturisce un coefficiente d'uso $C_U = 2.0$.

Pertanto le azioni sismiche sull'opera sono valutate in relazione ad un

Periodo di riferimento pari a: $V_R = V_N \times C_U = 100$ anni

Si hanno le seguenti probabilità di eccedenza (NTC2018, tab. 3.2.I):

Stato limite di esercizio SLO: $P_{VR_SLO} = 0.81$ (81%)

Stato limite di esercizio SLD: $P_{VR_SLD} = 0.63$ (63%)

Stato limite ultimo SLV: $P_{VR_SLV} = 0.10$ (10%)

Stato limite ultimo SLC: $P_{VR_SLC} = 0.05$ (5%)

A cui corrispondono i seguenti tempi di ritorno:

Stato limite di esercizio SLO: $T_{R_SLO} = - C_U \times V_N / \ln(1 - P_{VR_SLO}) = 60$ anni

Stato limite di esercizio SLD: $T_{R_SLD} = - C_U \times V_N / \ln(1 - P_{VR_SLD}) = 101$ anni

Stato limite ultimo SLV: $T_{R_SLV} = - C_U \times V_N / \ln(1 - P_{VR_SLV}) = 949$ anni

Stato limite ultimo SLC: $T_{R_SLC} = - C_U \times V_N / \ln(1 - P_{VR_SLC}) = 1950$ anni

4.2 Parametri sismici base

L'azione sismica di progetto è definita per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV). Il periodo di ritorno di quest'ultima - in funzione della vita utile, della classe d'uso, del tipo di costruzione e dello stato limite di riferimento (prima definiti) - è di $T_{R_SLV} = 949$ anni. Essa, conformemente a quanto prescritto dalle NTC2018, è valutata a partire dalla pericolosità sismica di base del sito su cui l'opera insiste. Di seguito i parametri di progetto.

4.2.1 Coordinate geodetiche di riferimento

Latitudine (in gradi): Latid. = **43.65395°**

Longitudine (in gradi): Longit. = **12.54612°**

4.2.2 Parametri sismici (su sito di riferimento rigido orizzontale)

Accelerazione di picco (norm.) per SLO: $a_{gSLO} = 0.079$ g

Accelerazione di picco (norm.) per SLD: $a_{gSLD} = 0.098$ g

Accelerazione di picco (norm.) per SLV: $a_{gSLV} = 0.225$ g

Accelerazione di picco (norm.) per SLC: $a_{gSLC} = 0.286$ g

progettazione ati:

Fattore amplificatore spettro orizz. (SLO):	$F_{0SLO} = \mathbf{2.444}$
Fattore amplificatore spettro orizz. (SLD):	$F_{0SLD} = \mathbf{2.455}$
Fattore amplificatore spettro orizz. (SLV):	$F_{0SLV} = \mathbf{2.510}$
Fattore amplificatore spettro orizz. (SLC):	$F_{0SLC} = \mathbf{2.538}$
Fattore amplificatore spettro vert. (SLO):	$F_{VSLO} = 1.35 \times F_{0SLO} \times a_{gSLO}^{0.5} = \mathbf{0.927}$ (con a_{gSLO} adimensionale)
Fattore amplificatore spettro vert. (SLD):	$F_{VSLD} = 1.35 \times F_{0SLD} \times a_{gSLD}^{0.5} = \mathbf{1.038}$ (con a_{gSLD} adimensionale)
Fattore amplificatore spettro vert. (SLV):	$F_{VSLV} = 1.35 \times F_{0SLV} \times a_{gSLV}^{0.5} = \mathbf{1.607}$ (con a_{gSLV} adimensionale)
Fattore amplificatore spettro vert. (SLC):	$F_{VSLC} = 1.35 \times F_{0SLC} \times a_{gSLC}^{0.5} = \mathbf{1.832}$ (con a_{gSLC} adimensionale)
Periodo fine tratto spettro orizz. (SLO):	$T_{CSLO}^* = \mathbf{0.287}$ s
Periodo fine tratto spettro orizz. (SLD):	$T_{CSLD}^* = \mathbf{0.297}$ s
Periodo fine tratto spettro orizz. (SLV):	$T_{CSLV}^* = \mathbf{0.329}$ s
Periodo fine tratto spettro orizz. (SLC):	$T_{CSLC}^* = \mathbf{0.338}$ s

Stato limite sismico	V_N (anni)	C_U (adim.)	V_R (anni)	T_R (anni)	a_g/g (adim.)	F_0 (adim.)	F_V (adim.)	T_C^* (secondi)
SLO	50	2.00	100	60	0.079	2.444	0.927	0.287
SLD	50	2.00	100	101	0.098	2.455	1.038	0.297
SLV	50	2.00	100	949	0.225	2.510	1.607	0.329
SLC	50	2.00	100	1950	0.286	2.538	1.832	0.338

Parametri per la definizione delle azioni sismiche di progetto (secondo NTC2018).

4.2.3 Parametri sismici del terreno

Categoria del terreno (NTC2018 tab. 3.2.II):	"B"
Descrizione (da tab. 3.2.II):	"Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti"
Categoria topogr. terreno (NTC2018 tab. 3.2.III):	"T2"
Descrizione (da tab. 3.2.III):	"Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$"

progettazione ati:

4.2.4 Stato limite SLO

Coefficiente categoria sottosuolo (formula/valore):	$S_{S_SLO} = 1.40 - 0.40 \times F_{0SLO} \times a_{gSLO}/a_g = 1.323$ (NTC2018, tab. 3.2.IV)
dovendo rientrare nei due limiti 1.00, 1.20 si ha:	$S_{S_SLO} = 1.200$
Coefficiente di amplificazione topografica:	$S_T = 1.20$ (NTC2018, tab. 3.2.V)
Coefficiente di suolo topografico:	$S_{SLO} = S_{S_SLO} \times S_T = 1.440$ (adim.)
Coefficiente C_{C_SLO} (formula/valore):	$C_{C_SLO} = 1.10 \times (T_{CSLO}^*)^{-0.20} = 1.412$ (NTC2018, tab. 3.2.IV)
Periodo inizio tratto a velocità costante:	$T_{C_SLO} = 0.405 \text{ s} = C_{C_SLO} \times T_{CSLO}^*$
Periodo inizio spettro accelerazione costante:	$T_{B_SLO} = T_{C_SLO} / 3 = 0.135 \text{ s}$ (NTC 2018, eq. 3.2.6)
Periodo inizio spettro spostamento costante:	$T_{D_SLO} = 1.916 \text{ s} = 4.0 \times a_{gSLO}/g + 1.6$ (NTC2018, eq. 3.2.7)

4.2.5 Stato limite SLD

Coefficiente categoria sottosuolo (formula/valore):	$S_{S_SLD} = 1.40 - 0.40 \times F_{0SLD} \times a_{gSLD}/a_g = 1.304$ (NTC2018, tab. 3.2.IV)
dovendo rientrare nei due limiti 1.00, 1.20 si ha:	$S_{S_SLD} = 1.200$
Coefficiente di amplificazione topografica:	$S_T = 1.20$ (NTC2018, tab. 3.2.V)
Coefficiente di suolo topografico:	$S_{SLD} = S_{S_SLD} \times S_T = 1.440$ (adim.)
Coefficiente C_{C_SLD} (formula/valore):	$C_{C_SLD} = 1.10 \times (T_{CSLD}^*)^{-0.20} = 1.402$ (NTC2018, tab. 3.2.IV)
Periodo inizio tratto a velocità costante:	$T_{C_SLD} = 0.416 \text{ s} = C_{C_SLD} \times T_{CSLD}^*$
Periodo inizio spettro accelerazione costante:	$T_{B_SLD} = T_{C_SLD} / 3 = 0.139 \text{ s}$ (NTC 2018, eq. 3.2.6)
Periodo inizio spettro spostamento costante:	$T_{D_SLD} = 1.992 \text{ s} = 4.0 \times a_{gSLD}/g + 1.6$ (NTC2018, eq. 3.2.7)

4.2.6 Stato limite SLV

Coefficiente categoria sottosuolo (formula/valore):	$S_{S_SLV} = 1.40 - 0.40 \times F_{0SLV} \times a_{gSLV}/a_g = 1.174$ (NTC2018, tab. 3.2.IV)
dovendo rientrare nei due limiti 1.00, 1.20 si ha:	$S_{S_SLV} = 1.174$
Coefficiente di amplificazione topografica:	$S_T = 1.20$ (NTC2018, tab. 3.2.V)
Coefficiente di suolo topografico:	$S_{SLV} = S_{S_SLV} \times S_T = 1.409$ (adim.)
Coefficiente C_{C_SLV} (formula/valore):	$C_{C_SLV} = 1.10 \times (T_{CSLV}^*)^{-0.20} = 1.374$ (NTC2018, tab. 3.2.IV)
Periodo inizio tratto a velocità costante:	$T_{C_SLV} = 0.452 \text{ s} = C_{C_SLV} \times T_{CSLV}^*$
Periodo inizio spettro accelerazione costante:	$T_{B_SLV} = T_{C_SLV} / 3 = 0.151 \text{ s}$ (NTC 2018, eq. 3.2.6)
Periodo inizio spettro spostamento costante:	$T_{D_SLV} = 2.500 \text{ s} = 4.0 \times a_{gSLV}/g + 1.6$ (NTC2018, eq. 3.2.7)

4.2.7 Stato limite SLC

Coefficiente categoria sottosuolo (formula/valore):	$S_{S_SLC} = 1.40 - 0.40 \times F_{0SLC} \times a_{gSLC}/a_g = 1.110$ (NTC2018, tab. 3.2.IV)
dovendo rientrare nei due limiti 1.00, 1.20 si ha:	$S_{S_SLC} = 1.110$
Coefficiente di amplificazione topografica:	$S_T = 1.20$ (NTC2018, tab. 3.2.V)
Coefficiente di suolo topografico:	$S_{SLC} = S_{S_SLC} \times S_T = 1.332$ (adim.)
Coefficiente C_{C_SLC} (formula/valore):	$C_{C_SLC} = 1.10 \times (T_{CSLC}^*)^{-0.20} = 1.366$ (NTC2018, tab. 3.2.IV)
Periodo inizio tratto a velocità costante:	$T_{C_SLC} = 0.462 \text{ s} = C_{C_SLC} \times T_{CSLC}^*$
Periodo inizio spettro accelerazione costante:	$T_{B_SLC} = T_{C_SLC} / 3 = 0.154 \text{ s}$ (NTC 2018, eq. 3.2.6)
Periodo inizio spettro spostamento costante:	$T_{D_SLC} = 2.744 \text{ s} = 4.0 \times a_{gSLC}/g + 1.6$ (NTC2018, eq. 3.2.7)

progettazione ati:

Di seguito, i parametri calcolati per i quattro stati limite fondamentali sismici:

Stato limite sismico	V_N (anni)	C_U (adim.)	V_R (anni)	T_R (anni)	a_g/g (adim.)	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
SLO	50	2.00	100	60	0.079	0.135	0.405	1.916
SLD	50	2.00	100	101	0.098	0.139	0.416	1.992
SLV	50	2.00	100	949	0.225	0.151	0.452	2.500
SLC	50	2.00	100	1950	0.286	0.154	0.462	2.744

Parametri per la definizione delle azioni sismiche di progetto (secondo NTC2018).

progettazione ati:

5 MODELLI DI CALCOLO

Per l'analisi sismica globale – con isolatori tra impalcati e baggioli di pile e spalle – sono stati studiati dei modelli FEM “ad hoc”. Le sollecitazioni sismiche sono state valutate con analisi dinamica lineare con spettro di risposta del modello globale impalcato più sottostrutture le pile sono modellate con le loro inerzie e modulo elastico del cls non fessurato, le spalle, che sono state considerate come una struttura scatolare rigida e un corpo monolitico con il terreno, sono invece rappresentate da un vincolo verticale (cerniera).

L'analisi sismica è stata condotta in modo da poter calcolare le reazioni necessarie per il dimensionamento degli appoggi e della sottostruttura (spalle e fondazioni) in condizioni sismiche. Sono previsti degli isolatori elastomerici che consentono di abbattere la rigidità del sistema ponte-sottostrutture e dunque avere dei periodi propri molto alti in modo da ricadere nel ramo discendente dello spettro di progetto.

La massa sismica è data dalla somma dei carichi di Fase 1 e di Fase 2 (vdr. Relazione Impalcato).

Di seguito si riportano le combinazioni di carico utilizzate. Le reazioni degli appoggi sono valutate per l'azione sismica allo SLV mentre gli spostamenti massimi sono valutati per l'azione sismica allo SLC.

TABLE: Combination Definitions				
ComboName	ComboType	AutoDesign	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Yes/No	Text	Unitless
SLC_1	Linear Add	No	FASE1	1
SLC_1			FASE2	1
SLC_1			SLC_X	1
SLC_1			SLC_Y	0.3
SLC_1			SLC_Z	0.3
SLC_2	Linear Add	No	FASE1	1
SLC_2			FASE2	1
SLC_2			SLC_X	0.3
SLC_2			SLC_Y	1
SLC_2			SLC_Z	0.3
SLV_1	Linear Add	No	FASE1	1
SLV_1			FASE2	1
SLV_1			SLV_X	1
SLV_1			SLV_Y	0.3
SLV_1			SLV_Z	0.3
SLV_2	Linear Add	No	FASE1	1
SLV_2			FASE2	1
SLV_2			SLV_X	0.3
SLV_2			SLV_Y	1
SLV_2			SLV_Z	0.3
SLC_3	Linear Add	No	FASE1	1
SLC_3			FASE2	1
SLC_3			SLC_X	0.3
SLC_3			SLC_Y	0.3
SLC_3			SLC_Z	1
SLV_3	Linear Add	No	FASE1	1
SLV_3			FASE2	1
SLV_3			SLV_X	0.3
SLV_3			SLV_Y	0.3
SLV_3			SLV_Z	1

progettazione ati:

Come detto, il sistema di vincolo dell'impalcato alle sottostrutture, prevede l'impiego di isolatori elastomerici; si tratta di dispositivi d'appoggio costituiti da strati alterni di acciaio e di elastomero collegati mediante vulcanizzazione; sono caratterizzati da ridotta rigidità orizzontale, elevata rigidità verticale ed opportuna capacità dissipativa. Queste caratteristiche consentono rispettivamente di aumentare il periodo proprio della struttura, di sostenere i carichi verticali senza apprezzabili cedimenti, e di contenere lo spostamento sulla struttura isolata.

Nel caso specifico vengono utilizzati degli isolatori elastomerici caratterizzati da i seguenti parametri:

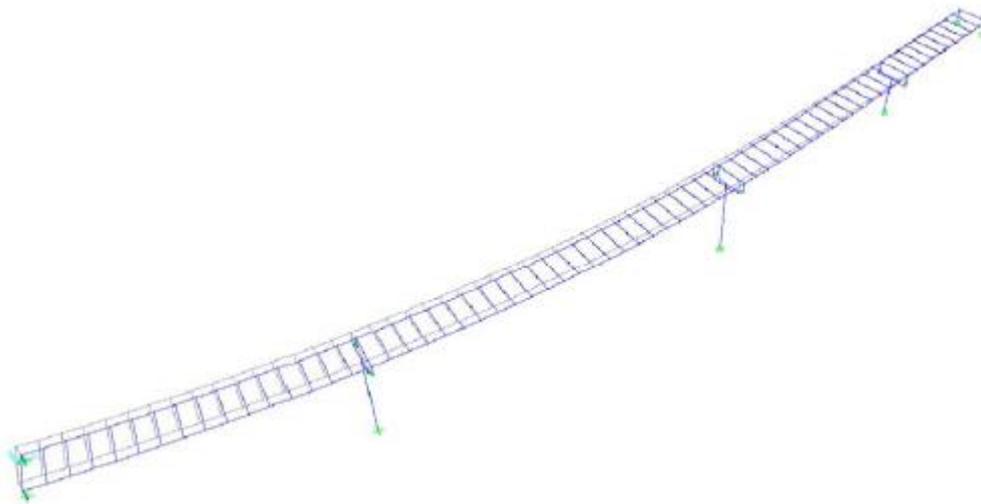
- ✓ coefficiente di smorzamento viscoso equivalente (pari a $\zeta_{eq} = 15\%$);
- ✓ rigidità orizzontale equivalente (SPALLA1): $K_e = 3.09 \text{ kN/mm}$, $K_v = 2006 \text{ kN/mm}$;
- ✓ rigidità orizzontale equivalente (PILE): $K_e = 8.25 \text{ kN/mm}$, $K_v = 5517 \text{ kN/mm}$;
- ✓ rigidità orizzontale equivalente (SPALLA1): $K_e = 2.70 \text{ kN/mm}$, $K_v = 1840 \text{ kN/mm}$.

Nel modello di calcolo tali dispositivi sono modellati con elementi "link" lineari a cui sono state assegnate le caratteristiche di rigidità orizzontale equivalente (nelle due direzioni ortogonali nel piano orizzontale) e rigidità verticale dell'isolatore adottato.

È stata definita l'analisi modale in modo da non trascurare modi di vibrare aventi massa partecipante superiore al 5%. Si raggiunge il 97.5% della massa partecipante avendo utilizzato per l'analisi fino a 500 modi di vibrare.

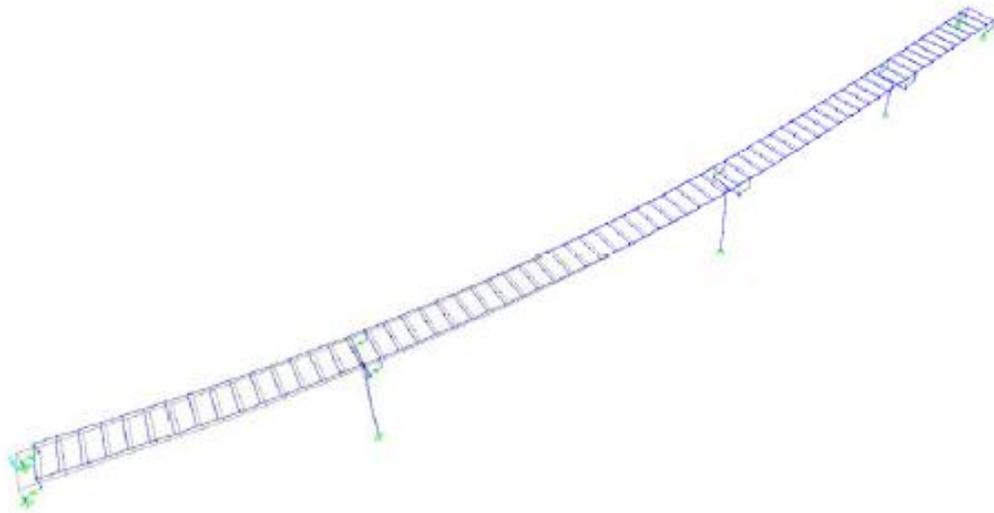
Di seguito vengono illustrati i modi di vibrare più significativi e le tabelle relative alle informazioni più rilevanti dell'analisi stessa.

Di seguito vengono illustrati i modi di vibrare più significativi e le tabelle relative alle informazioni più rilevanti dell'analisi stessa.

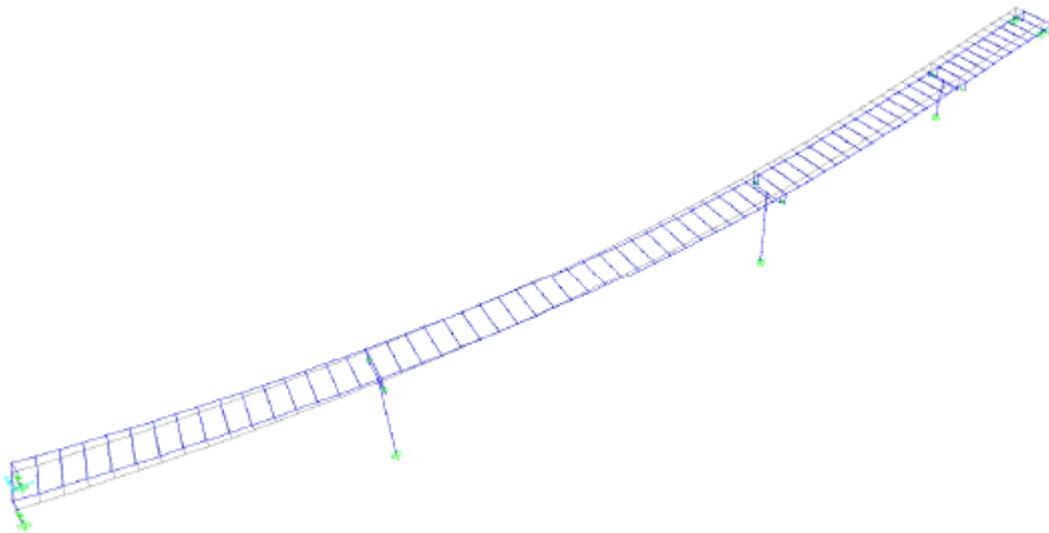


Primo modo di vibrare (T=1.87 s)

progettazione ati:



Secondo modo di vibrare (T=1.76 s)



Terzo modo di vibrare (T=1.51 s)

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	1.874	0.007	0.593	0.000	0.007	0.593	0.000
MODAL	Mode	2	1.759	0.750	0.008	0.000	0.757	0.802	0.000
MODAL	Mode	3	1.507	0.001	0.132	0.000	0.758	0.734	0.000
MODAL	Mode	4	0.999	0.000	0.014	0.000	0.758	0.748	0.000
MODAL	Mode	5	0.802	0.000	0.000	0.062	0.758	0.748	0.062
MODAL	Mode	6	0.508	0.000	0.000	0.000	0.758	0.748	0.062
MODAL	Mode	7	0.488	0.000	0.000	0.170	0.758	0.748	0.231
MODAL	Mode	8	0.410	0.000	0.000	0.000	0.758	0.748	0.231
MODAL	Mode	9	0.381	0.000	0.000	0.219	0.759	0.748	0.450
MODAL	Mode	10	0.312	0.000	0.000	0.001	0.759	0.748	0.451
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
MODAL	Mode	500	0.003	0.000	0.000	0.000	0.978	0.978	0.975

L'elemento strutturale "spalla" è considerato quale struttura di fondazione e muro di contenimento. Si sono, in particolare, seguite le indicazioni delle NTC2018 al par. 7.11.6.2.1. A meno di specifiche analisi dinamiche, l'analisi della sicurezza delle strutture di sostegno in condizioni sismiche può essere eseguita mediante metodi pseudo-statici. L'azione sismica è stata rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico. In particolare, si sono impiegate le formulazioni 7.11.6, 7.11.7 e 7.11.8 indicate nelle NTC2018. Inoltre, il valore del coefficiente β_m di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito è stato posto pari al valore unitario: relativamente a strutture di contenimento non liberi di subire spostamenti relativi rispetto al terreno (fondazioni su pali). Di fatto, nelle verifiche sismiche SLV strutturali (con $S = S_S \times S_T$), si calcola:

coefficiente sismico orizzontale: $k_h = \beta_m \times S_S \times S_T \times a_g / g = S \times a_g / g$

coefficiente sismico verticale: $k_v = +/- 0.5 \times k_h$

L'elemento strutturale "spalla", fondato su pali, si considera quale elemento di fondazione solidale con il terreno. In tal caso, il fattore di comportamento risulta unitario $q = 1.0$ (struttura "non dissipativa").

Per le spinte statiche dei terreni, usualmente si accetta l'ipotesi di Rankine di distribuzione triangolare con risultante orizzontale, in condizioni di spinta "a riposo" (poiché la struttura è, appunto, scatolare e fondata su pali).

L'ipotesi di spinte orizzontali, come noto,⁴ è a favore di stabilità in quanto in realtà la risultante delle pressioni del terreno è inclinata verso il basso (attrito terreni-muri) e quindi ha una componente verticale stabilizzante che viene trascurata, rispetto al ribaltamento.

Per l'incremento della spinta dei terreni in condizioni sismiche, a partire dalla condizione "a riposo", si è adottato il modello di Wood che presenta distribuzione costante lungo l'altezza.

Le azioni orizzontali considerate sono quelle provocate dalla massa⁵ della spalla più quelle dovute alla travata, alle spinte dei terreni e dei sovraccarichi in superficie (consideranti a stesa uniforme costante). I calcoli delle spinte dei terreni e delle inerzie sismiche tengono conto della larghezza effettiva della spalla e della sua geometria globale e dell'effettiva distribuzione dei terreni (di imbarco ed esterni).

Si veda, ad esempio, il par. 11.3.1 al testo "Progettazione e costruzione di ponti con cenni di patologia e diagnostica delle opere esistenti", Mario Paolo Petrangeli, MASSON, IV edizione, 1998.

⁵ Qualora la geometria della spalla sia tale da presentare in alcuni punti particolari cambi di sezione, che però poco impattino sull'entità globale del peso della spalla e della relativa inerzia sismica, per semplicità e sicurezza si adotterà la sezione maggiore come rappresentativa (al cambio di sezione) dal punto di vista delle inerzie sismiche e dei pesi verticali.

progettazione ati:

Come sopra detto, le pile sono state invece modellate con le loro inerzie e modulo elastico del cls non fessurato, con la loro altezza ed incastrate sulla quota di estradosso del plinto. Nel seguito della relazione sono riportate le verifiche di comportamento sostanzialmente elastico e di non superamento della curva di prima plasticizzazione.

Le sollecitazioni derivanti dal sisma sono state desunte direttamente dal modello dinamico e poi trasportate alla sommità della palificata trattando la struttura del plinto di fondazione come struttura rigida.

In questa relazione è stato schematizzato un modello di pila con funzionamento isostatico a mensola incastrata alla base e libera in sommità, per la valutazione delle azioni derivanti dai carichi permanenti ed accidentali. Nella realtà, la sommità della pila può risultare vincolata elasticamente quando le travate poggiano su di essa con appoggi in gomma. Poiché questi materiali sintetici plastici presentano moduli di elasticità trasversale bassi la deformazione della pila può avvenire solo con l'insorgere di forze orizzontali che si oppongono allo spostamento della testa della pila stessa. Si sono, quindi, trascurati i vincoli in sommità sul pulvino e considerati invece come zone di trasmissione dei carichi provenienti dall'impalcato. In questo schema a mensola, si sono assegnati non solo gli scarichi statici provenienti dall'impalcato ma anche gli scarichi in fase sismica sul piano appoggi, letti dal modello dinamico, in maniera da effettuare un ulteriore controllo e confronto con le sollecitazioni sismiche ricavate dal modello dinamico.

progettazione ati:

6 SOLLECITAZIONI CARATTERISTICHE DA IMPALCATI

6.1 Sollecitazioni scaricate su appoggi su spalle

Di seguito, le tabelle degli scarichi delle sollecitazioni (caratteristiche) scaricate sugli appoggi dalle travi metalliche delle strutture in elevazione (impalcato). I carichi sismici sono relativi allo SLV. L'analisi sismica è stata condotta ai sensi del D.M.17/01/18 con l'analisi spettrale del solo impalcato isolato con le caratteristiche del sistema di isolamento riportate nel precedente paragrafo. I dati sismici sono stati riferiti a $V_N = 50$ anni, in Classe d'uso IV. Coordinate geografiche Longitudine $12,54612^\circ$ e Latitudine $43,65395^\circ$. Categoria del sottosuolo di tipo B, topografia sottosuolo T2. Le reazioni sono riportate in tabella in forma spuria per le tre direzioni (orizzontali X, Y e verticale Z), ossia senza combinazioni direzionali.

Spalla A		Carichi Verticali	
		A (nodo 001)	B (nodo 201)
		[kN]	[kN]
Pesi propri (Fase1)	(g1)	1250	1150
Pesi propri portati (Fase2)	(g2)	500	450
Ritiro	(e2)	-100	-200
Max Permanenti		1750	1600
Min Permanenti		1650	1400
Cedimenti Max		50	50
Cedimenti Min		-50	-50
Carico da Traffico Massimo (Tr. esterna)*	(q1+q2+q3)	1800	650
Carico da Traffico Massimo (Tr. interna)*	(q1+q2+q3)	800	1650
Carico da Traffico Massimo torcente 2 stese *	(q1+q2)	1700	250
Carico da Traffico Massimo torcente 2 stese *	(q1+q2)	400	1600
Carico da Traffico Massimo torcente 1 stesa *	(q1)	1350	50
Carico da Traffico Massimo torcente 1 stesa *	(q1)	150	1000

Spalla A		Carichi Verticali	
		A (nodo 001)	B (nodo 201)
		[kN]	[kN]
Sisma orizzontale	(q6)	± 550	± 500
Sisma Verticale Max	(q6)	+300	+250
Sisma Verticale Min	(q6)	-300	-250
Vento Ponte Carico	(q5)	± 480	± 480
Vento Ponte Scarico	(q5)	± 480	± 480
Centrifuga	(q4)	+70	-70
Frenatura	(q3)	0	0
Variazione Termica Uniforme	(q7)	0	0

progettazione ati:

Spalla A		Carichi Trasversali	
		A (nodo 001)	B (nodo 201)
		[kN]	[kN]
Sisma orizzontale	(q6)	500	500
Sisma Verticale Max	(q6)	0	0
Sisma Verticale Min	(q6)	0	0
Vento Ponte Carico	(q5)	230	230
Vento Ponte Scarico	(q5)	230	230
Centrifuga	(q4)	50	50
Frenatura	(q3)	0	0
Variazione Termica Uniforme	(q7)	0	0

Spalla A		Carichi Longitudinali	
		A (nodo 001)	B (nodo 201)
		[kN]	[kN]
Sisma orizzontale	(q6)	350	350
Sisma Verticale Max	(q6)	0	0
Sisma Verticale Min	(q6)	0	0
Vento Ponte Carico	(q5)	0	0
Vento Ponte Scarico	(q5)	0	0
Centrifuga	(q4)	0	0
Frenatura	(q3)	50	50
Variazione Termica Uniforme	(q7)	190	190

Nota Bene 1 : tutti i carichi sono non ponderati

Pila 1		Carichi Verticali	
		A (nodo 022)	B (nodo 222)
		[kN]	[kN]
Pesi propri (Fase1)	(g1)	5550	5650
Pesi propri portati (Fase2)	(g2)	2050	2050
Ritiro	(e2)	200	200
Max Permanenti		7800	7900
Min Permanenti		7600	7700
Cedimenti Max		50	100
Cedimenti Min		-50	-150
Carico da Traffico Massimo (Tr. esterna)*	(q1+q2+q3)	3700	1650
Carico da Traffico Massimo (Tr. interna)*	(q1+q2+q3)	1700	3600
Carico da Traffico Massimo torcente 2 stese *	(q1+q2)	3500	650
Carico da Traffico Massimo torcente 2 stese *	(q1+q2)	700	3300
Carico da Traffico Massimo torcente 1 stesa *	(q1)	2850	200
Carico da Traffico Massimo torcente 1 stesa *	(q1)	250	2650

Pila 1		Carichi Verticali	
		A (nodo 022)	B (nodo 222)
		[kN]	[kN]
Sisma orizzontale	(q6)	± 700	± 700
Sisma Verticale Max	(q6)	+600	+600
Sisma Verticale Min	(q6)	-600	-600
Vento Ponte Carico	(q5)	± 1690	± 1690
Vento Ponte Scarico	(q5)	± 1690	± 1690
Centrifuga	(q4)	+70	-70
Frenatura	(q3)	0	0
Variazione Termica Uniforme	(q7)	0	0

progettazione ati:

Pila 1		Carichi Trasversali	
		A (nodo 022)	B (nodo 222)
		[kN]	[kN]
Sisma orizzontale	(q6)	1050	1050
Sisma Verticale Max	(q6)	0	0
Sisma Verticale Min	(q6)	0	0
Vento Ponte Carico	(q5)	740	740
Vento Ponte Scarico	(q5)	550	550
Centrifuga	(q4)	50	50
Frenatura	(q3)	0	0
Variazione Termica Uniforme	(q7)	0	0

Pila 1		Carichi Longitudinali	
		A (nodo 022)	B (nodo 222)
		[kN]	[kN]
Sisma orizzontale	(q6)	850	850
Sisma Verticale Max	(q6)	0	0
Sisma Verticale Min	(q6)	0	0
Vento Ponte Carico	(q5)	0	0
Vento Ponte Scarico	(q5)	0	0
Centrifuga	(q4)	0	0
Frenatura	(q3)	110	110
Variazione Termica Uniforme	(q7)	270	270

Nota Bene 1 : tutti i carichi sono non ponderati

Pila 2		Carichi Verticali	
		A (nodo 054)	B (nodo 254)
		[kN]	[kN]
Pesi propri (Fase1)	(g1)	5250	5250
Pesi propri portati (Fase2)	(g2)	1950	1900
Ritiro	(e2)	-100	-100
Max Permanenti		7200	7150
Min Permanenti		7100	7050
Cedimenti Max		100	200
Cedimenti Min		-100	-200
Carico da Traffico Massimo (Tr. esterna)*	(q1+q2+q3)	3650	1600
Carico da Traffico Massimo (Tr. interna)*	(q1+q2+q3)	1750	3450
Carico da Traffico Massimo torcente 2 stese *	(q1+q2)	3450	650
Carico da Traffico Massimo torcente 2 stese *	(q1+q2)	750	3200
Carico da Traffico Massimo torcente 1 stesa *	(q1)	2800	250
Carico da Traffico Massimo torcente 1 stesa *	(q1)	300	2600

Pila 2		Carichi Verticali	
		A (nodo 054)	B (nodo 254)
		[kN]	[kN]
Sisma orizzontale	(q6)	± 750	± 750
Sisma Verticale Max	(q6)	+600	+600
Sisma Verticale Min	(q6)	-600	-600
Vento Ponte Carico	(q5)	± 1560	± 1560
Vento Ponte Scarico	(q5)	± 1560	± 1560
Centrifuga	(q4)	+70	-70
Frenatura	(q3)	0	0
Variazione Termica Uniforme	(q7)	0	0

progettazione ati:

Pila 2		Carichi Trasversali	
		A (nodo 054)	B (nodo 254)
		[kN]	[kN]
Sisma orizzontale	(q6)	800	800
Sisma Verticale Max	(q6)	0	0
Sisma Verticale Min	(q6)	0	0
Vento Ponte Carico	(q5)	650	650
Vento Ponte Scarico	(q5)	650	650
Centrifuga	(q4)	50	50
Frenatura	(q3)	0	0
Variazione Termica Uniforme	(q7)	0	0

Pila 2		Carichi Longitudinali	
		A (nodo 054)	B (nodo 254)
		[kN]	[kN]
Sisma orizzontale	(q6)	900	900
Sisma Verticale Max	(q6)	0	0
Sisma Verticale Min	(q6)	0	0
Vento Ponte Carico	(q5)	0	0
Vento Ponte Scarico	(q5)	0	0
Centrifuga	(q4)	0	0
Frenatura	(q3)	120	120
Variazione Termica Uniforme	(q7)	40	40

Nota Bene 1 : tutti i carichi sono non ponderati

Pila 3		Carichi Verticali	
		A (nodo 076)	B (nodo 276)
		[kN]	[kN]
Pesi propri (Fase1)	(g1)	2850	2950
Pesi propri portati (Fase2)	(g2)	1100	1100
Ritiro	(e2)	300	300
Max Permanenti		4250	4350
Min Permanenti		3950	4050
Cedimenti Max		150	150
Cedimenti Min		-150	-200
Carico da Traffico Massimo (Tr. esterna)*	(q1+q2+q3)	2750	1200
Carico da Traffico Massimo (Tr. interna)*	(q1+q2+q3)	1300	2650
Carico da Traffico Massimo torcente 2 stese *	(q1+q2)	2600	550
Carico da Traffico Massimo torcente 2 stese *	(q1+q2)	600	2400
Carico da Traffico Massimo torcente 1 stesa *	(q1)	2100	200
Carico da Traffico Massimo torcente 1 stesa *	(q1)	250	1850

Pila 3		Carichi Verticali	
		A (nodo 076)	B (nodo 276)
		[kN]	[kN]
Sisma orizzontale	(q6)	± 550	± 550
Sisma Verticale Max	(q6)	+750	+750
Sisma Verticale Min	(q6)	-750	-750
Vento Ponte Carico	(q5)	± 1030	± 1030
Vento Ponte Scarico	(q5)	± 1030	± 1030
Centrifuga	(q4)	+70	-70
Frenatura	(q3)	0	0
Variazione Termica Uniforme	(q7)	0	0

progettazione ati:

Pila 3		Carichi Trasversali	
		A (nodo 076)	B (nodo 276)
		[kN]	[kN]
Sisma orizzontale	(q6)	650	650
Sisma Verticale Max	(q6)	0	0
Sisma Verticale Min	(q6)	0	0
Vento Ponte Carico	(q5)	480	480
Vento Ponte Scarico	(q5)	480	480
Centrifuga	(q4)	50	50
Frenatura	(q3)	0	0
Variazione Termica Uniforme	(q7)	0	0

Pila 3		Carichi Longitudinali	
		A (nodo 076)	B (nodo 276)
		[kN]	[kN]
Sisma orizzontale	(q6)	1000	1000
Sisma Verticale Max	(q6)	0	0
Sisma Verticale Min	(q6)	0	0
Vento Ponte Carico	(q5)	0	0
Vento Ponte Scarico	(q5)	0	0
Centrifuga	(q4)	0	0
Frenatura	(q3)	130	130
Variazione Termica Uniforme	(q7)	280	280

Nota Bene 1 : tutti i carichi sono non ponderati

Spalla B		Carichi Verticali	
		A (nodo 089)	B (nodo 289)
		[kN]	[kN]
Pesi propri (Fase1)	(g1)	850	800
Pesi propri portati (Fase2)	(g2)	300	300
Ritiro	(e2)	-250	-250
Max Permanenti		1150	1100
Min Permanenti		900	850
Cedimenti Max		100	100
Cedimenti Min		-100	-100
Carico da Traffico Massimo (Tr. esterna)*	(q1+q2+q3)	1450	650
Carico da Traffico Massimo (Tr. interna)*	(q1+q2+q3)	650	1400
Carico da Traffico Massimo torcente 2 stese *	(q1+q2)	1350	300
Carico da Traffico Massimo torcente 2 stese *	(q1+q2)	300	1350
Carico da Traffico Massimo torcente 1 stesa *	(q1)	1050	100
Carico da Traffico Massimo torcente 1 stesa *	(q1)	100	950

Spalla B		Carichi Verticali	
		A (nodo 089)	B (nodo 289)
		[kN]	[kN]
Sisma orizzontale	(q6)	± 200	±200
Sisma Verticale Max	(q6)	+400	+400
Sisma Verticale Min	(q6)	-400	-400
Vento Ponte Carico	(q5)	± 280	±280
Vento Ponte Scarico	(q5)	± 280	±280
Centrifuga	(q4)	+70	-70
Frenatura	(q3)	0	0
Variazione Termica Uniforme	(q7)	0	0

progettazione ati:

Spalla B		Carichi Trasversali	
		A (nodo 089)	B (nodo 289)
		[kN]	[kN]
Sisma orizzontale	(q6)	250	250
Sisma Verticale Max	(q6)	0	0
Sisma Verticale Min	(q6)	0	0
Vento Ponte Carico	(q5)	130	130
Vento Ponte Scarico	(q5)	130	130
Centrifuga	(q4)	50	50
Frenatura	(q3)	0	0
Variazione Termica Uniforme	(q7)	0	0

Spalla B		Carichi Longitudinali	
		A (nodo 089)	B (nodo 289)
		[kN]	[kN]
Sisma orizzontale	(q6)	350	350
Sisma Verticale Max	(q6)	0	0
Sisma Verticale Min	(q6)	0	0
Vento Ponte Carico	(q5)	0	0
Vento Ponte Scarico	(q5)	0	0
Centrifuga	(q4)	0	0
Frenatura	(q3)	60	60
Variazione Termica Uniforme	(q7)	140	140

Nota Bene 1 : tutti i carichi sono non ponderati

progettazione ati:

7 COMBINAZIONI DI CARICO

7.1 Coefficienti parziali di sicurezza per comb. di carico SLU/SLV/SLE

Le combinazioni di carico considerate ai fini delle verifiche sono state stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al Cap. 2 delle NTC2018 e relativa Circolare. Per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi si è fatto riferimento alla tab. 5.1.V (rif. Par. 2.6.1) delle NTC2018. I valori dei coefficienti di combinazione ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} per le diverse categorie di azioni sono quelli riportati nella tab. 5.1.VI delle NTC2018.

Ai fini delle verifiche degli stati limite, al p.to 2.5.3 delle NTC2018 definisce le seguenti tipologie di combinazioni di azioni:

- Combinazione fondamentale (SLU):
 $\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,j} Q_{k,i}$
- Combinazione caratteristica (SLE rara):
 $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \sum \psi_{0,i} Q_{k,i}$
- Combinazione frequente (SLE frequente):
 $G_1 + G_2 + P + \sum \psi_{1,i} Q_{k,i}$
- Combinazione quasi permanente (SLE quasi permanente):
 $G_1 + G_2 + P + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$
- Combinazione sismica (SLV):
 $E + G_1 + G_2 + P + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$
- Combinazione eccezionale (ECC):
 $A_d + G_1 + G_2 + P + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$

dove i simboli hanno il seguente significato:

- G_1 → valore caratteristico delle azioni permanenti;
- G_2 → valore caratteristico delle azioni permanenti non strutturali;
- P → valore caratteristico dell'azione di pre-tensione o pre-compressione;
- Q_{k1} → valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;
- $Q_{k,i}$ → valore caratteristico dell'azione variabile i ;
- γ_{G1} → coefficiente parziale per le azioni permanenti;
- γ_{G2} → coefficiente parziale per le azioni permanenti non strutturali;
- γ_P → coefficiente parziale per le azioni di pre-tensione o pre-compressione;
- γ_{Q1} → coefficiente parziale per l'azione variabile di base di ogni combinazione;
- $\gamma_{Q,i}$ → coefficiente parziale per l'azione variabile i ;
- $\psi_{i,j}$ → coefficienti di combinazione per i vari stati limite.

Il simbolo “+” (nelle combinazioni di carico riportate sopra) è da intendersi come “combinato con”. In particolare, con riferimento ai carichi variabili da traffico, si sono utilizzati i coefficienti di combinazione di carico indicati nelle NTC2018 alla tab. 5.1.VI.

progettazione ati:

Azioni	Effetto del carico	ψ_0 (di combinazione)	ψ_1 (valori frequenti)	ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico	Gruppo 1 – Schema 1 (carichi tandem)	0.75	0.75	0.0
	Gruppo 1 – Schema 1 (carichi distribuiti)	0.40	0.40	0.0
	Gruppo 1 – Schema 2	0.0	0.75	0.0
	Gruppo 2a	0.0	0.0	0.0
	Gruppo 4 (folla)	0.0	0.75	0.0
Azioni del vento	$q_{5,v}$ – ponte scarico esecuzione	0.80	0.0	0.0
	$q_{5,v}$ – ponte scarico SLU e SLE	0.60	0.20	0.0
	$q_{5,v}$ – ponte carico	0.60	0.0	0.0
Azioni termiche	T_k	0.60	0.60	0.50

Figura 7.1 Estratto della tabella 5.1.VI delle NTC2018 relativo ai soli carichi presenti sulle strutture in esame – coefficienti di combinazione delle azioni variabili per ponti stradali e pedonali.

7.2 Azioni nelle verifiche agli stati limite

7.2.1 Stati limite ultimi

Nelle verifiche agli stati limite ultimi, da norma NTC2018, si distinguono i seguenti casi:

- **EQU** → stato limite di equilibrio come corpo rigido;
- **STR** → stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione;
- **GEO** → stato limite di resistenza del terreno.

Per le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo di equilibrio come corpo rigido (EQU) si utilizzano i coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni riportati nella colonna EQU della tabella sottostante, mentre per le verifiche strutturali si utilizzeranno i coefficienti della colonna STR.

Tipi di carico	Effetto del carico	Coefficiente γ_F	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Permanenti	Favorevoli	γ_{G1}	0.90	1.00	1.00
	Sfavorevoli		1.10	1.35	1.00
Permanenti non strutturali⁽²⁾	Favorevoli	γ_{G2}	0.00	0.00	0.00
	Sfavorevoli		1.50	1.50	1.30
Variabili da traffico	Favorevoli	γ_Q	0.00	0.00	0.00
	Sfavorevoli		1.35	1.35	1.15

progettazione ati:

Variabili	Favorevoli Sfavorevoli	γ_{Qi}	0.00 1.50	0.00 1.50	0.00 1.30
Ritiro e viscosità, cedimenti vincolari	Favorevoli Sfavorevoli	γ_{e2}, γ_{e3}	0.00 1.20	0.00 1.20	0.00 1.20

- (1) Equilibrio che non coinvolga parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO;
(2) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (es.: carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Figura 7.2 Estratto della tabella 5.1.V delle NTC2018 relativo ai soli carichi presenti sulle strutture in esame – coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU.

7.2.2 Stati limite di esercizio

Per le strutture in calcestruzzo armato ordinario, il p.to 4.1.2.2 delle NTC2018 prevedono le seguenti verifiche generali di esercizio:

- verifiche di deformabilità;
- verifiche di fessurazione/verifiche delle tensioni di esercizio;
- verifiche a fatica per quanto riguarda eventuali danni che possano compromettere la durabilità.

Nel caso in oggetto, per la verifica di tutti gli elementi strutturali costituenti spalle, pile e le relative palificate, si è tenuto in debito conto soprattutto le verifiche di fessurazione e le massime tensioni di esercizio.

7.3 Combinazioni dei carichi maggiormente significative

7.3.1 Combinazioni SLU/SLV

Nella valutazione delle resistenze strutturali di spalle e pile, si sono considerate le seguenti combinazioni allo stato limite ultimo (fondamentali e sismiche). In particolare, si sono riportate le combinazioni di carico maggiormente significative per il dimensionamento delle palificate e per il progetto e la verifica delle armature degli elementi strutturali maggiormente cementati.

COMB.	G_1 Pesi Propri	G_2 Perm. portati	e_2 Ritiro	q_7 Termica uniforme	Q_1 (max d_Est)	Q_1 (max ecc_Est)	q_3 Frenatura	q_4 Centrifuga	q_5 -SC Vento ponte scarico	q_5 -C Vento ponte carico
SLU_00	1.35	1.35	1.20	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00
SLU_01 (*)	1.35	1.35	1.20	0.90	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.90
SLU_02	1.35	1.35	1.20	0.90	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.90
SLU_03	1.35	1.35	1.20	0.90	0.00	1.35	0.00	1.35	0.00	0.90
SLU_04	1.35	1.35	1.20	0.90	0.00	1.01	0.00	0.00	0.00	1.50
SLU_05	1.35	1.35	1.20	1.50	0.00	1.35	0.00	0.00	0.00	0.90
SLU_06	1.35	1.35	1.20	0.90	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

progettazione ati:

VIADOTTO METAURO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

SLU_07	1.35	1.35	1.20	0.90	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00
SLU_08	1.35	1.35	1.20	0.90	0.00	1.35	0.00	1.35	0.00	0.00
SLU_09	1.35	1.35	1.20	0.90	0.00	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU_10	1.35	1.35	1.20	1.50	0.00	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU_16	1.00	1.00	1.20	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00
SLU_17	1.00	1.00	1.20	0.90	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.90
SLU_18	1.00	1.00	1.20	0.90	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.90
SLU_19	1.00	1.00	1.20	0.90	0.00	1.35	0.00	1.35	0.00	0.90
SLU_20	1.00	1.00	1.20	0.90	0.00	1.01	0.00	0.00	0.00	1.50
SLU_21	1.00	1.00	1.20	1.50	0.00	1.35	0.00	0.00	0.00	0.90
SLU_22	1.00	1.00	1.20	0.90	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU_23	1.00	1.00	1.20	0.90	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00
SLU_24	1.00	1.00	1.20	0.90	0.00	1.35	0.00	1.35	0.00	0.00
SLU_25	1.00	1.00	1.20	0.90	0.00	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU_26	1.00	1.00	1.20	1.50	0.00	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00

COMB.	G1 Pesi Propri	G2 Perm. portati		q7 Termica uniforme	Q6_V_max (sisma verticale)	Q6_V_min (sisma verticale)	q6_H (sisma orizzontale)			
SLV_01	1.00	1.00		0.50	1.00	0,00	0,00			
SLV_02	1.00	1.00		0.50	0,00	1.00	0,00			
SLV_03 (*)	1.00	1.00		0.50	0,00	0,00	1.00			

(*) Evidenziate le combinazioni di carico che maggiormente interessano il dimensionamento e la verifica delle fondazioni su pali (per spalle e pile).

NOTA: "Q1 (max d_Est)" è la combinazione di carico relativa alla massima densità di carichi viaggianti sugli impalcati;
"Q1 (max Ecc_Est)" è la combinazione di carico relativa alla disposizione geometrica sugli impalcati corrispondente alla massima eccentricità risultante dei carichi viaggianti.

Figura 7.3 Combinazioni di carico SLU e SLV (maggiormente significative per spalle e pile): A1 – STR (tabella 5.1.V delle NTC2018).

progettazione ati:

7.3.2 Combinazioni SLE - rara

Di seguito le combinazioni di carico per stato limite di esercizio (combinazioni rara).

COMB.	G ₁ Pesi Propri	G ₂ Perm. portati	e ₂ Ritiro	q ₇ Termica uniforme	Q ₁ (max d_Est)	Q ₁ (max ecc_Est)	q ₃ Frenatura	q ₄ Centrifuga	q _{5-SC} Vento ponte scarico	q _{5-C} Vento ponte carico
SLEr_00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
SLEr_01 (*)	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60
SLEr_02	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.60
SLEr_03	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.60
SLEr_04	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	0.75	0.00	0.00	0.00	1.00
SLEr_05	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.60
SLEr_06	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEr_07	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEr_08	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00
SLEr_09	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEr_10	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEr_16	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
SLEr_17	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60
SLEr_18	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.60
SLEr_19	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.60
SLEr_20	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	0.75	0.00	0.00	0.00	1.00
SLEr_21	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.60
SLEr_22	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEr_23	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEr_24	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00
SLEr_25	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEr_26	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00

(*) Evidenziate le combinazioni di carico che maggiormente interessano il dimensionamento e la verifica delle fondazioni su pali (per spalle e pile).

progettazione ati:

NOTA: “Q1 (max d_Est)” è la combinazione di carico relativa alla massima densità di carichi viaggianti sugli impalcati; “Q1 (max Ecc_Est)” è la combinazione di carico relativa alla disposizione geometrica sugli impalcati corrispondente alla massima eccentricità risultante dei carichi viaggianti.

Figura 7.4 Combinazioni di carico SLE-rara (maggiormente significative per spalle e pile): tabella 5.1.VI delle NTC2018.

7.3.3 Combinazioni SLE - frequente

Di seguito le combinazioni di carico per stato limite di esercizio (combinazioni frequente).

COMB.	G ₁ Pesi Propri	G ₂ Perm. portati	e ₂ Ritiro	q ₇ Termica uniforme	Q ₁ (max d_Est)	Q ₁ (max ecc_Est)	q ₃ Frenatura	q ₄ Centrifuga	q ₅ -SC Vento ponte scarico	q ₅ -C Vento ponte carico
SLEf_00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
SLEf_01 ^(*)	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20
SLEf_02	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.20
SLEf_03	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.20
SLEf_04	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	0.75	0.00	0.00	0.00	1.00
SLEf_05	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.20
SLEf_06	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEf_07	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEf_08	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00
SLEf_09	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEf_10	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEf_16	1.00	1.00	1.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
SLEf_17	1.00	1.00	1.00	0.20	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20
SLEf_18	1.00	1.00	1.00	0.20	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.20
SLEf_19	1.00	1.00	1.00	0.20	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.20
SLEf_20	1.00	1.00	1.00	0.20	0.00	0.75	0.00	0.00	0.00	1.00
SLEf_21	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.20
SLEf_22	1.00	1.00	1.00	0.20	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEf_23	1.00	1.00	1.00	0.20	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEf_24	1.00	1.00	1.00	0.20	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00

progettazione ati:

SLEf_25	1.00	1.00	1.00	0.20	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEf_26	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00

(*) Evidenziate le combinazioni di carico che maggiormente interessano il dimensionamento e la verifica delle fondazioni su pali (per spalle e pile).

NOTA: "Q1 (max d_Est)" è la combinazione di carico relativa alla massima densità di carichi viaggianti sugli impalcati; "Q1 (max Ecc_Est)" è la combinazione di carico relativa alla disposizione geometrica sugli impalcati corrispondente alla massima eccentricità risultante dei carichi viaggianti.

Figura 7.5 Combinazioni di carico SLE-frequente (maggiormente significative per spalle e pile): tabella 5.1.VI delle NTC2018.

7.3.4 Combinazioni SLE – quasi permanente

Di seguito le combinazioni di carico per stato limite di esercizio (combinazioni quasi permanente).

COMB.	G ₁ Pesi Propri	G ₂ Perm. portati	e ₂ Ritiro	q ₇ Termica uniforme	Q ₁ (max d_Est)	Q ₁ (max ecc_Est)	q ₃ Frenatura	q ₄ Centrifuga	q _{5-SC} Vento ponte scarico	q _{5-C} Vento ponte carico
SLEqp_00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
SLEqp_01 (*)	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEqp_02	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEqp_03	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00
SLEqp_04	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
SLEqp_05	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEqp_06	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEqp_07	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEqp_08	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00
SLEqp_09	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEqp_10	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEqp_16	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
SLEqp_17	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEqp_18	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEqp_19	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00
SLEqp_20	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00

progettazione ati:

SLEqp_21	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEqp_22	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEqp_23	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
SLEqp_24	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00
SLEqp_25	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLEqp_26	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00

(*) Evidenziate le combinazioni di carico che maggiormente interessano il dimensionamento e la verifica delle fondazioni su pali (per spalle e pile).

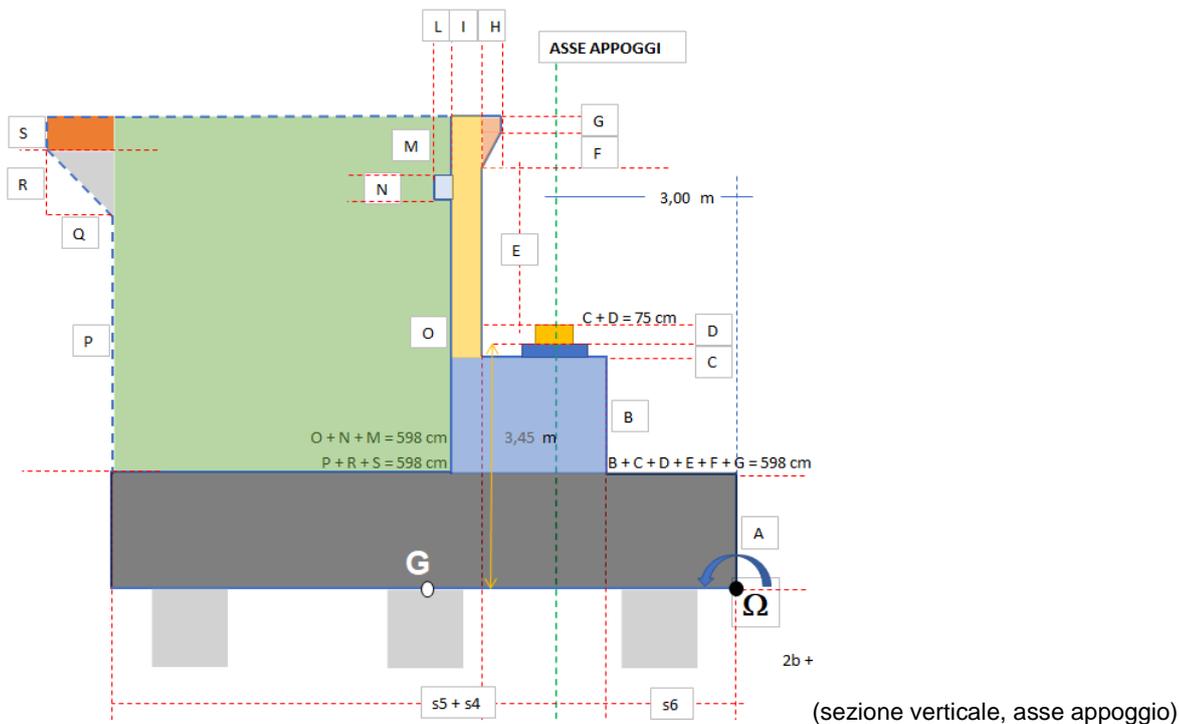
NOTA: "Q1 (max d_Est)" è la combinazione di carico relativa alla massima densità di carichi viaggianti sugli impalcati;
"Q1 (max Ecc_Est)" è la combinazione di carico relativa alla disposizione geometrica sugli impalcati corrispondente alla massima eccentricità risultante dei carichi viaggianti.

Figura 7.6 Combinazioni di carico SLE-quasi permanente (maggiormente significative per spalle e pile): tabella 5.1.VI delle NTC2018.

progettazione ati:

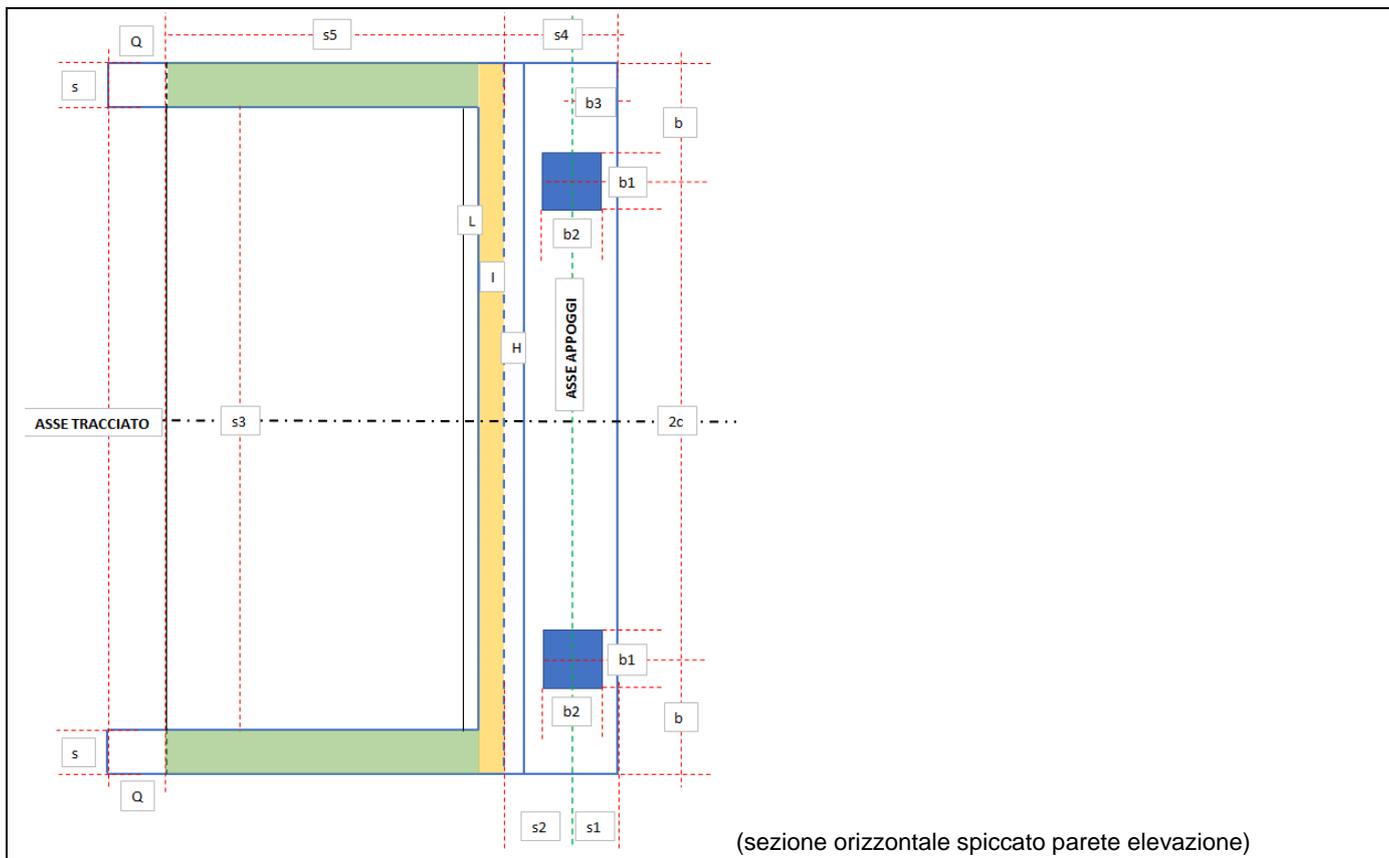
8 GEOMETRIE ELEMENTI STRUTTURALI: SPALLA A

8.1 Geometria spalla: schemi grafici qualitativi

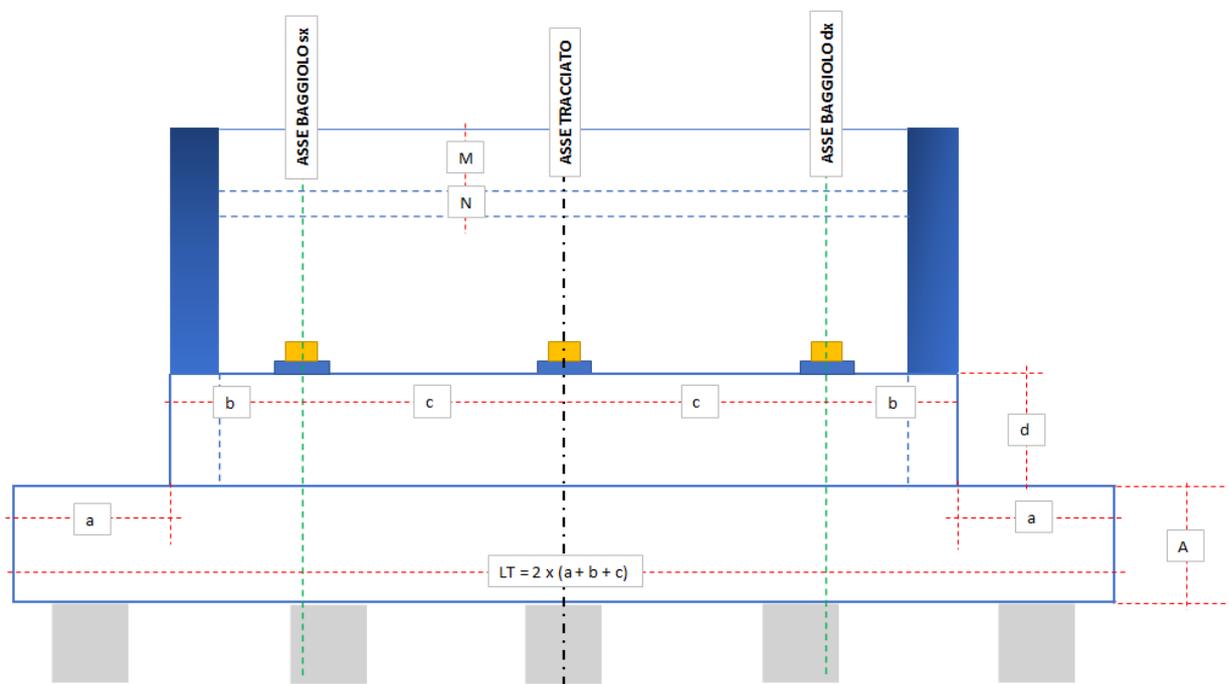


progettazione ati:

VIADOTTO METAURO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

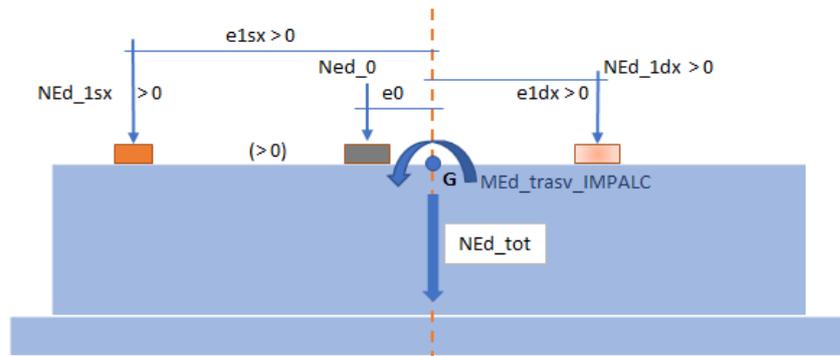


(sezione orizzontale spiccato parete elevazione)



(sezione verticale, trasversale, su assi appoggi – schema qualitativo – numero di appoggi disegnati generico)

progettazione ati:



(sezione verticale, trasversale, su assi appoggi – schema qualitativo – disposizione assi appoggi da asse spalla/platea)

8.1.1 Disassamento baricentro appoggi

Numero di appoggi (effettivo) per spalla:	2
Distanza appoggio "1 sx" da baricentro spalla:	$e1sx = 400$ cm
Distanza appoggio "0" (baricentro appoggi lat.):	$e0 = 0$ cm (coincidente con baricentro coppia appoggi)
Distanza appoggio "1 dx" da baricentro spalla:	$e1dx = 400$ cm

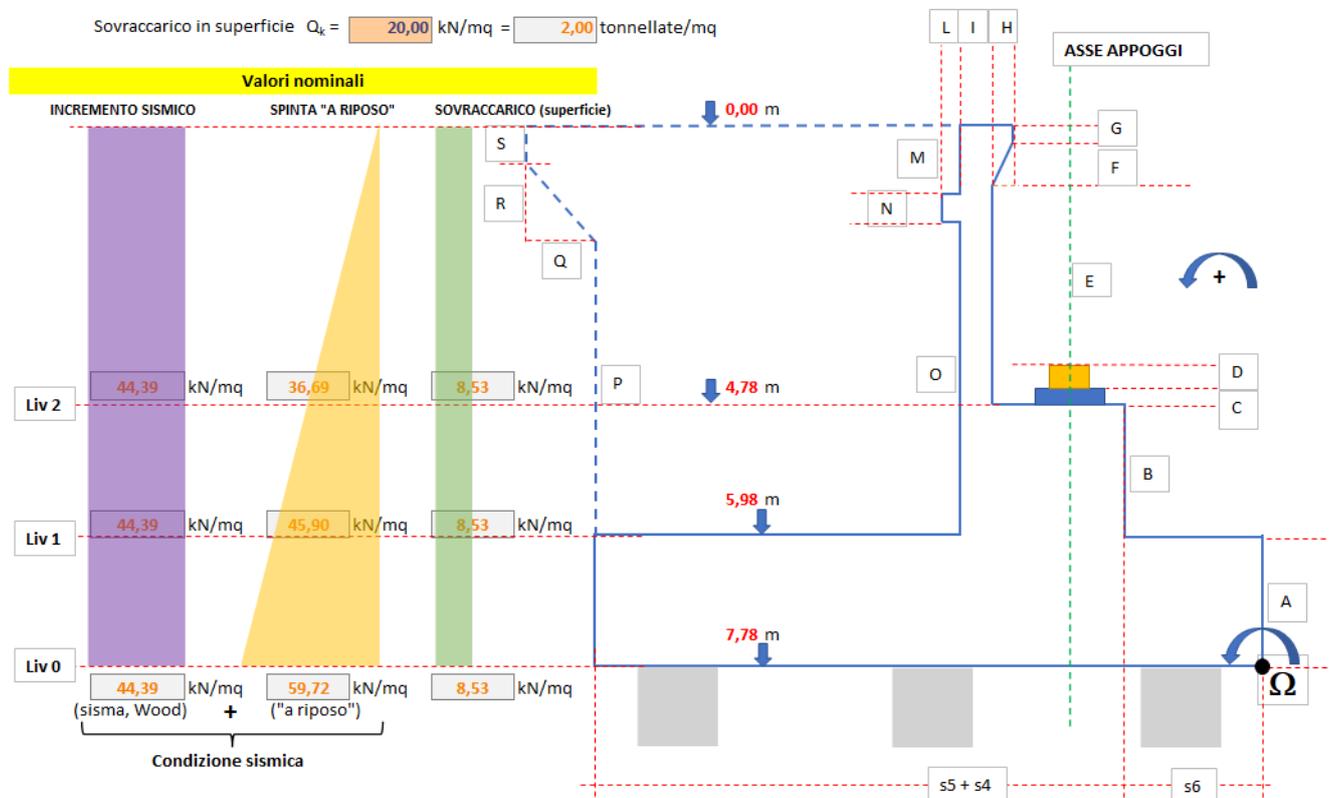
8.1.2 Dimensioni geometriche spalla

Altezza soletta fondazione:	A = 180 cm
Altezza parete elevazione:	B = d = 120 cm
Altezza baggioli (valore medio riferimento):	C = 45 cm
Altezza apparecchio di appoggio:	D = 30 cm
Altezza tratto intermedio paraghiaia:	E = 333 cm
Altezza sbalzo paraghiaia (triangolare):	F = 40 cm
Altezza sbalzo paraghiaia (quadrangolare):	G = 30 cm
Larghezza sbalzo paraghiaia:	H = 28 cm
Spessore setto paraghiaia:	I = 60 cm
Larghezza dente soletta flottante:	L = 0 cm
Altezza tratto setto paraghiaia fino a dente:	M = 0 cm
Altezza dente soletta flottante:	N = 0 cm
Altezza tratto paraghiaia da intradosso dente:	O = 598 cm
Altezza risvolti laterali (fino a inizio bandiera):	P = 598 cm
Larghezza orizzontale bandiera:	Q = 0 cm
Altezza tratto triangolare bandiera:	R = 0 cm
Altezza tratto quadrangolare bandiera:	S = 0 cm

progettazione ati:

Sbordo soletta fondazione da risvolti laterali:	$a = 240 \text{ cm}$
Distanza asse appoggi di estremità da risvolti:	$b = 200 \text{ cm}$ (valore medio)
Interasse (orizzontale) appoggi:	$c = 400 \text{ cm}$ (valore medio)
Larghezza trasversale soletta fondazione:	$LT = 1680 \text{ cm}$
Spessore risvolti laterali:	$s = 75 \text{ cm}$
Distanza asse appoggi da bordo parete elevazione:	$s1 = b3 = 80 \text{ cm}$
Distanza asse appoggi da bordo parete paraghiaia:	$s2 = 110 \text{ cm}$
Dimensione x baggiolo:	$b1 = 100 \text{ cm}$
Dimensione y baggiolo:	$b2 = 100 \text{ cm}$
Distanza interna netta tra risvolti laterali:	$s3 = 1050 \text{ cm}$
Larghezza parete elevazione da superf. Paraghiaia:	$s4 = 190 \text{ cm}$
Larghezza orizzontale (costante) risvolto laterale:	$s5 = 550 \text{ cm}$
Distanza orizzontale risvolti laterali:	$s5 + s4 = 740 \text{ cm}$
Larghezza totale soletta di fondazione:	$s4 + 2s + s6 = 960 \text{ cm}$
Larghezza soletta fondazione da parete elevazione:	$s6 = 220 \text{ cm}$
Larghezza (trasversale) parete elevazione:	$2(b + c) = 12,00 \text{ m}$.

Sovraccarico in superficie $Q_k = 20,00 \text{ kN/mq} = 2,00 \text{ tonnellate/mq}$



progettazione ati:

8.1.3 Dati geotecnici e sismici dei terreni

Accelerazione normalizzata:	$a_g/g = 0,225$
Coefficiente amplificazione stratigrafica:	$S_S = 1,174$
Coefficiente amplificazione topografica:	$S_T = 1,200$
Coeff. di riduzione max. accelerazione attesa:	$\beta_m = 1,00$
Peso specifico terreno tal quale:	$\gamma = 18,00$ (valore medio di riferimento)
Angolo di attrito interno terreno:	$\phi = 35^\circ$
Coefficiente orizzontale:	$k_h = \beta_m S_S S_T a_g/g = 0,317$ (NTC2018 p.to 7.11.6.2)
Coefficiente verticale:	$k_v = 0.5k_h = 0,158$ (NTC2018 p.to 7.11.6.2.1)
Coefficiente di spinta "a riposo" (Jaky):	$k_0 = 1 - \sin\phi = 0,426$
Sovraccarico in superficie (caratteristico):	$Q_k = 20,00 \text{ kN/m}^2 = 2,00 \text{ tonnellate/m}^2$
Altezza su cui agisce l'incremento sismico (Wood):	$H = 7,78 \text{ m}$ (altezza spalla con sp. soletta fondazione)
Incremento di pressione sismica (modello Wood):	$S_T S_S (a_g/g) \gamma H = 44,39 \text{ kN/m}^2$ (distribuzione costante)
Massima pressione spinta "a riposo":	$k_0 \gamma H = (0,426 \times 18,00 \times 7,78) = 59,72 \text{ kN/m}^2$ (arrotondato)
Massima pressione sovraccarico superficie:	$k_0 Q_k = (0,426 \times 20,00) = 8,53 \text{ kN/m}^2$ (arrotondato)

8.1.4 Distribuzione masse elementi spalla

Si considerano i pesi delle masse dei vari elementi strutturali costituenti la spalla (ad esclusione della masse dei pali). Il braccio di tali risultanti viene misurato dal centro Ω (si veda schema alla pagina precedente).

Tipologia elemento spalla	Pesi [kN]	Braccio [m]	Momenti da Ω [kNm]
Soletta fondazione	7257,6	4,80	34836
Parete elevazione	900,0	3,45	3105
Paraghiaia	860,4	4,40	3786
Baggioli (complessivi)	22,5	3,00	68
Sbalzo paraghiaia	36,8	3,96	146
Muri di risvolto	1098,8	7,15	7857
Peso terreno interno spalla (escluso sovraccarico) ^(*)	5538	7,15	39597

^(*) L'effetto del sovraccarico è stato considerato solo come effetto ribaltante per spinta orizzontale del terreno ed è stato ignorato per sicurezza come contributo stabilizzante sopra il volume di terreno imbarcato.

Complessivi verticali (pesi):	$N = 15714 \text{ kN}$
Complessivi momenti (rispetto polo Ω):	$M = 89394 \text{ kNm}$
Eccentricità complessivi verticali (pesi):	$e = M/N = 5,69 \text{ m}$

progettazione ati:

Distanza baricentro soletta fondazione da Ω : $G\Omega = (s4 + s5 + s6)/2 = 4,80$ m
 Distanza eccentricità (trasporto): $\Delta e = e - G\Omega = 0,89$ m
 Momento (complessivo) trasportato su G: $M_G = N \times \Delta e = 13966$ kNm (complessivi in asse plinto fondazione).

8.1.5 Distribuzione inerzie sismiche

Si considerano le distribuzioni delle masse sismiche delle varie parti strutturali che costituiscono la spalla:

Tipologia elemento spalla	Inerzie sismiche (orizzontali) [kN]	Braccio (verticale) [m]	Momenti da Ω [kNm]
Soletta fondazione	2300,5	0,90	2070
Parete elevazione	285,3	2,40	685
Paraghiaia	272,7	5,39	1470
Baggioli (complessivi)	7,1	3,23	23
Sbalzo paraghiaia	13,3	7,63	102
Muri di risvolto	348,3	4,79	1668
Peso terreno interno spalla	1755,4	4,79	8408

Complessivi (orizzontali) inerzie: $V_h = 4983$ kN
 Complessivi momenti (ribaltanti): $M_h = - 14426$ kNm.

Valori riferiti alla larghezza della parete di elevazione: $L = 12$ m (**risultanti sismiche orizzontali e momenti ribaltanti dovuti alle spinte dei terreni**)

Liv 0 - Quota: 7,78 m	Sisma, Wood	Spinta "a riposo"	Sovraccarico
$F_k =$	4144 kN	2788 kN	796 kN
$M_k =$	-16121 kNm	-7229 kNm	-3097 kNm

Liv 1 - Quota: 5,98 m	Sisma, Wood	Spinta "a riposo"	Sovraccarico
$F_k =$	3185 kN	1647 kN	612 kN
$M_k =$	-9524 kNm	-3283 kNm	-1830 kNm

progettazione ati:

Liv 2 - Quota: 4,78 m	Sisma, Wood	Spinta "a riposo"	Sovraccarico
$F_k =$	2546 kN	1052 kN	489 kN
$M_k =$	-6085 kNm	-1677 kNm	-1169 kNm

8.1.6 Valori maggiormente indicativi delle spinte e dei momenti sismici (delle terre)

Si riportano i valori delle risultanti delle spinte sismiche orizzontali e dei momenti ribaltanti sismici riferiti al piano che contiene la testa dei pali della palificata. Di seguito i valori maggiori, per combinazioni di carico maggiormente significative per la spalla:

Da comb. SLU_00 a combinazione SLU_10:	$H_{Ed_long_terre} = 4838$ kN
Da comb. SLU_16 a combinazione SLU_26:	$H_{Ed_long_terre} = 3584$ kN
Combinazione sismica SLV_03:	$H_{Ed_long_terre} = 6932$ kN
Da comb. SLU_00 a combinazione SLU_10:	$M_{Ed_terre} = 13941$ kNm (in modulo)
Da comb. SLU_16 a combinazione SLU_26:	$M_{Ed_terre} = 10326$ kNm (in modulo)
Combinazione sismica SLV_03:	$M_{Ed_terre} = 23350$ kNm (in modulo)

8.1.7 Sollecitazioni scaricate dagli impalcati

Altezza estradosso baggioli da quota testa palificata:	3,45 m
Numero di appoggi per spalla:	2

Nella tabella a seguire, si è adottata la seguente nomenclatura:

N_{Ed_tot}	scarico complessivo da impalcato su appoggi spalla
$M_{Ed_trasv_IMPALC}$	momento complessivo trasversale per scarichi impalcato su appoggi
H_{trasv_IMPALC}	risultante carichi trasversali su appoggi spalla
H_{long_IMPALC}	risultante carichi longitudinali su appoggi spalla

NOTA: Sollecitazioni SLU/SLV riferite al baricentro della spalla tra i 2 appoggi presenti (a quota dell'estradosso dei baggioli).
Valori in modulo.

Comb.	MIN N_{Ed_tot} [kN]	MAX N_{Ed_tot} [kN]	$M_{Ed_trasv_IMPALC}$ [kNm]	H_{trasv_IMPALC} [kN]	H_{long_IMPALC} [kN]
SLU_00	4523	4523	-4950	690	342
SLU_01	7830	7830	3564	414	342
SLU_02	6413	6413	4374	414	477
SLU_03	6413	6413	3618	549	342

progettazione ati:

VIADOTTO METAURO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

SLU_04	6413	6413	2070	690	342
SLU_05	6413	6413	4374	414	570
SLU_06	7830	7830	7020	0	342
SLU_07	6413	6413	7830	0	477
SLU_08	6413	6413	7074	135	342
SLU_09	6413	6413	7830	0	342
SLU_10	6413	6413	7830	0	570
SLU_16	3350	3350	-5160	690	342
SLU_17	6658	6658	3354	414	342
SLU_18	5240	5240	4164	414	477
SLU_19	5240	5240	3408	549	342
SLU_20	5240	5240	1860	690	342
SLU_21	5240	5240	4164	414	570
SLU_22	6658	6658	6810	0	342
SLU_23	5240	5240	7620	0	477
SLU_24	5240	5240	6864	135	342
SLU_25	5240	5240	7620	0	342
SLU_26	5240	5240	7620	0	570

SLV_01	2800	3900	400	-	-
SLV_02	2350	3450	2200	-	-
SLV_03	-	-	-	1000	890

Sollecitazioni flettenti SLU/SLV riferite al piano testa pali (valori in modulo)

Nella tabella a seguire, si è adottata la seguente nomenclatura:

$H_{\text{trasv_IMPALC}}$	risultante carichi trasversali su piano testa pali (baricentro)
$M_{\text{trasv_IMPALC}}$	momento complessivo trasversale scarichi impalcato (baric. testa pali)
$H_{\text{long_IMPALC}}$	risultante carichi longitudinali su piano testa pali (bericentro)
$M_{\text{long_IMPALC}}$	momento complessivo longitudin. scarichi impalcato (baric. testa pali)

progettazione ati:

Altezza dell'estradosso dei baggioli:

3,45 m (a partire dalla quota testa dei pali).

Comb.	H_{trasv_IMPALC} [kN]	M_{trasv_IMPALC} [kNm]	H_{long_IMPALC} [kN]	M_{long_IMPALC} [kNm]
SLU_00	690	2381	342	1180
SLU_01	414	1428	342	1180
SLU_02	414	1428	477	1646
SLU_03	549	1894	342	1180
SLU_04	690	2381	342	1180
SLU_05	414	1428	570	1967
SLU_06	0	0	342	1180
SLU_07	0	0	477	1646
SLU_08	135	466	342	1180
SLU_09	0	0	342	1180
SLU_10	0	0	570	1967
SLU_16	690	2381	342	1180
SLU_17	414	1428	342	1180
SLU_18	414	1428	477	1646
SLU_19	549	1894	342	1180
SLU_20	690	2381	342	1180
SLU_21	414	1428	570	1967
SLU_22	0	0	342	1180
SLU_23	0	0	477	1646
SLU_24	135	466	342	1180
SLU_25	0	0	342	1180
SLU_26	0	0	570	1967
SLV_01	-	-	-	-
SLV_02	-	-	-	-

progettazione ati:

VIADOTTO METAURO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

SLV_03	1000	3450	890	3071
--------	------	------	-----	------

NOTA: Sollecitazioni SLU/SLV riferite al baricentro della testa della palificata

Nella tabella a seguire, si è adottata la seguente nomenclatura (tutti i valori sono di progetto):

$\Delta M_{Ed-trasv_IMPALC}$	quota di momento per eccentricità baric. appoggi da baric. palificata
N_{Ed_spalla}	valore di progetto carichi verticali strutture/terre spalla (su palificata)
$M_{Ed_spalla (LONG)}$	Momento di progetto carichi verticali strutture/terre da baric. palificata
$H_{Ed_spalla_sisma}$	Inerzie orizzontali elementi strutturali spalla
$M_{Ed_spalla (LONG)_sisma}$	Momenti ribaltanti inerzie elementi strutturali spalla
M_{long_TERRE}	Momenti ribaltanti per spinta delle terre
H_{long_terre}	Spinte orizzontali terre.

Si riportano i valori delle azioni (kN) e dei momenti flettenti di progetto (kNm) per le combinazioni di carico più significative:

Comb.	MIN $\Delta M_{Ed-trasv_IMPALC}$	MAX $\Delta M_{Ed-trasv_IMPALC}$	N_{Ed_spalla}	$M_{Ed_spalla (LONG)}$	$H_{Ed_spalla_sisma}$	$M_{Ed_spalla (LONG)_sisma}$	M_{long_TERRE}	H_{long_terre}
SLU_00	0	0	21214	-18854	-	-	13941	4838
SLU_01	0	0	21214	-18854	-	-	13941	4838
SLU_02	0	0	21214	-18854	-	-	13941	4838
SLU_03	0	0	21214	-18854	-	-	13941	4838
SLU_04	0	0	21214	-18854	-	-	13941	4838
SLU_05	0	0	21214	-18854	-	-	13941	4838
SLU_06	0	0	21214	-18854	-	-	13941	4838
SLU_07	0	0	21214	-18854	-	-	13941	4838
SLU_08	0	0	21214	-18854	-	-	13941	4838
SLU_09	0	0	21214	-18854	-	-	13941	4838
SLU_10	0	0	21214	-18854	-	-	13941	4838
SLU_16	0	0	21214	-18854	-	-	10326	3584
SLU_17	0	0	21214	-18854	-	-	10326	3584
SLU_18	0	0	21214	-18854	-	-	10326	3584
SLU_19	0	0	21214	-18854	-	-	10326	3584

progettazione ati:

VIADOTTO METAURO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

SLU_20	0	0	21214	-18854	-	-	10326	3584
SLU_21	0	0	21214	-18854	-	-	10326	3584
SLU_22	0	0	21214	-18854	-	-	10326	3584
SLU_23	0	0	21214	-18854	-	-	10326	3584
SLU_24	0	0	21214	-18854	-	-	10326	3584
SLU_25	0	0	21214	-18854	-	-	10326	3584
SLU_26	0	0	21214	-18854	-	-	10326	3584

SLV_01	0	-	15714	-13966	4983	14426	-	-
SLV_02	0	-	15714	-13966	4983	14426	-	-
SLV_03	0	-	15714	-13966	4983	14426	23350	6932

NOTA: Sollecitazioni SLU/SLV riferite al baricentro della palificata

Nelle tabelle a seguire, si è adottata la seguente simbologia (tutti i valori sono di progetto):

N_{Ed_tot}	scarico complessivo azioni verticali
$M_{Ed_trasv_tot}$	momento con asse d'inflessione parallelo all'asse tracciato
M_{long_tot}	momento longitudinale con asse d'inflessione perpend. asse tracciato
H_{trasv_tot}	azione risultante trasversale (perpendicolare) all'asse tracciato
H_{long_tot}	azione risultante parallela all'asse tracciato.

Si ha in particolare:

eccentricità baricentro appoggi da baricentro palificata: 0,00 m (perpendicolarmente asse tracciato)

eccentricità asse baglioli da baricentro testa palificata: 1,80 m (parallelamente asse tracciato).

Comb.	MIN N_{Ed_tot} [kN]	MAX N_{Ed_tot} [kN]	MIN $M_{Ed_trasv_tot}$ [kNm]	MAX $M_{Ed_trasv_tot}$ [kNm]	MIN M_{long_tot} [kNm]	MAX M_{long_tot} [kNm]	H_{trasv_tot} [kN]	H_{long_tot} [kN]
SLU_00	25737	25737	-2570	8951	4407	4407	690	5180
SLU_01	29044	29044	4992	11904	10360	10360	414	5180
SLU_02	27627	27627	5802	12714	8274	8274	414	5315
SLU_03	27627	27627	5512	13936	7809	7809	549	5180

progettazione ati:

VIADOTTO METAURO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

SLU_04	27627	27627	4451	15971	7809	7809	690	5180
SLU_05	27627	27627	5802	12714	8595	8595	414	5408
SLU_06	29044	29044	7020	7020	10360	10360	0	5180
SLU_07	27627	27627	7830	7830	8274	8274	0	5315
SLU_08	27627	27627	7540	9052	7809	7809	135	5180
SLU_09	27627	27627	7830	7830	7809	7809	0	5180
SLU_10	27627	27627	7830	7830	8595	8595	0	5408
SLU_16	24564	24564	-2780	8741	-1318	-1318	690	3926
SLU_17	27872	27872	4782	11694	4635	4635	414	3926
SLU_18	26454	26454	5592	12504	2550	2550	414	4061
SLU_19	26454	26454	5302	13726	2084	2084	549	3926
SLU_20	26454	26454	4241	15761	2084	2084	690	3926
SLU_21	26454	26454	5592	12504	2871	2871	414	4154
SLU_22	27872	27872	6810	6810	4635	4635	0	3926
SLU_23	26454	26454	7620	7620	2550	2550	0	4061
SLU_24	26454	26454	7330	8842	2084	2084	135	3926
SLU_25	26454	26454	7620	7620	2084	2084	0	3926
SLU_26	26454	26454	7620	7620	2871	2871	0	4154

SLV_01	18514	19614	400	800	-2908	-928	0	4983
SLV_02	18941	18941	2200	2600	-3718	-1738	0	4983
SLV_03	18514	19614	3450	3450	23513	25493	1000	11049

NOTA: Sollecitazioni SLE-rara riferite al baricentro della palificata

Comb.	MIN N _{Ed_tot} [kN]	MAX N _{Ed_tot} [kN]	MIN M _{Ed_trasv_tot} [kNm]	MAX M _{Ed_trasv_tot} [kNm]	MIN M _{long_tot} [kNm]	MAX M _{long_tot} [kNm]	H _{trasv_tot} [kN]	H _{long_tot} [kN]
SLEr_00	19064	19064	-1653	6027	3177	3177	460	3812
SLEr_01	21514	21514	3848	8456	7587	7587	276	3812

progettazione ati:

VIADOTTO METAURO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

SLEr_02	20464	20464	4448	9056	6042	6042	276	3912
SLEr_03	20464	20464	4233	9961	5697	5697	376	3812
SLEr_04	20464	20464	3547	11227	5697	5697	460	3812
SLEr_05	20464	20464	4448	9056	6221	6221	276	3964
SLEr_06	21514	21514	5200	5200	7587	7587	0	3812
SLEr_07	20464	20464	5800	5800	6042	6042	0	3912
SLEr_08	20464	20464	5585	6705	5697	5697	100	3812
SLEr_09	20464	20464	5800	5800	5697	5697	0	3812
SLEr_10	20464	20464	5800	5800	6221	6221	0	3964
SLEr_16	19064	19064	-1653	6027	3177	3177	460	3812
SLEr_17	21514	21514	3848	8456	7587	7587	276	3812
SLEr_18	20464	20464	4448	9056	6042	6042	276	3912
SLEr_19	20464	20464	4233	9961	5697	5697	376	3812
SLEr_20	20464	20464	3547	11227	5697	5697	460	3812
SLEr_21	20464	20464	4448	9056	6221	6221	276	3964
SLEr_22	21514	21514	5200	5200	7587	7587	0	3812
SLEr_23	20464	20464	5800	5800	6042	6042	0	3912
SLEr_24	20464	20464	5585	6705	5697	5697	100	3812
SLEr_25	20464	20464	5800	5800	5697	5697	0	3812
SLEr_26	20464	20464	5800	5800	6221	6221	0	3964

NOTA: Sollecitazioni SLE-frequente riferite al baricentro della palificata

Comb.	MIN N _{Ed_tot} [kN]	MAX N _{Ed_tot} [kN]	MIN M _{Ed_trasv_tot} [kNm]	MAX M _{Ed_trasv_tot} [kNm]	MIN M _{long_tot} [kNm]	MAX M _{long_tot} [kNm]	H _{trasv_tot} [kN]	H _{long_tot} [kN]
SLEf_00	19064	19064	-1653	6027	3177	3177	460	3812
SLEf_01	21514	21514	4749	6285	7587	7587	92	3812
SLEqp_02	20464	20464	5349	6885	6042	6042	92	3912
SLEqp_03	20464	20464	5134	7790	5697	5697	192	3812

progettazione ati:

VIADOTTO METAURO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

SLEf_04	20464	20464	3547	11227	5697	5697	460	3812
SLEf_05	20464	20464	5349	6885	6221	6221	92	3964
SLEf_06	21514	21514	5200	5200	7587	7587	0	3812
SLEf_07	20464	20464	5800	5800	6042	6042	0	3912
SLEf_08	20464	20464	5585	6705	5697	5697	100	3812
SLEf_09	20464	20464	5800	5800	5697	5697	0	3812
SLEf_10	20464	20464	5800	5800	6221	6221	0	3964
SLEf_16	19064	19064	-1653	6027	2652	2652	460	3660
SLEf_17	21514	21514	4749	6285	7062	7062	92	3660
SLEf_18	20464	20464	5349	6885	5517	5517	92	3760
SLEf_19	20464	20464	5134	7790	5172	5172	192	3660
SLEf_20	20464	20464	3547	11227	5172	5172	460	3660
SLEf_21	20464	20464	5349	6885	6221	6221	92	3964
SLEf_22	21514	21514	5200	5200	7062	7062	0	3660
SLEf_23	20464	20464	5800	5800	5517	5517	0	3760
SLEf_24	20464	20464	5585	6705	5172	5172	100	3660
SLEf_25	20464	20464	5800	5800	5172	5172	0	3660
SLEf_26	20464	20464	5800	5800	6221	6221	0	3964

NOTA: Sollecitazioni SLE-quasi permanente riferite al baricentro della palificata

Comb.	MIN N _{Ed_tot} [kN]	MAX N _{Ed_tot} [kN]	MIN M _{Ed_trasv_tot} [kNm]	MAX M _{Ed_trasv_tot} [kNm]	MIN M _{long_tot} [kNm]	MAX M _{long_tot} [kNm]	H _{trasv_tot} [kN]	H _{long_tot} [kN]
SLEqp_00	19064	19064	-1653	6027	2390	2390	460	3584
SLEqp_01	21514	21514	5200	5200	6800	6800	0	3584
SLEqp_02	20464	20464	5800	5800	5255	5255	0	3684
SLEqp_03	20464	20464	5585	6705	4910	4910	100	3584
SLEqp_04	20464	20464	3547	11227	4910	4910	460	3584
SLEqp_05	20464	20464	5800	5800	6221	6221	0	3964

progettazione ati:

VIADOTTO METAURO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

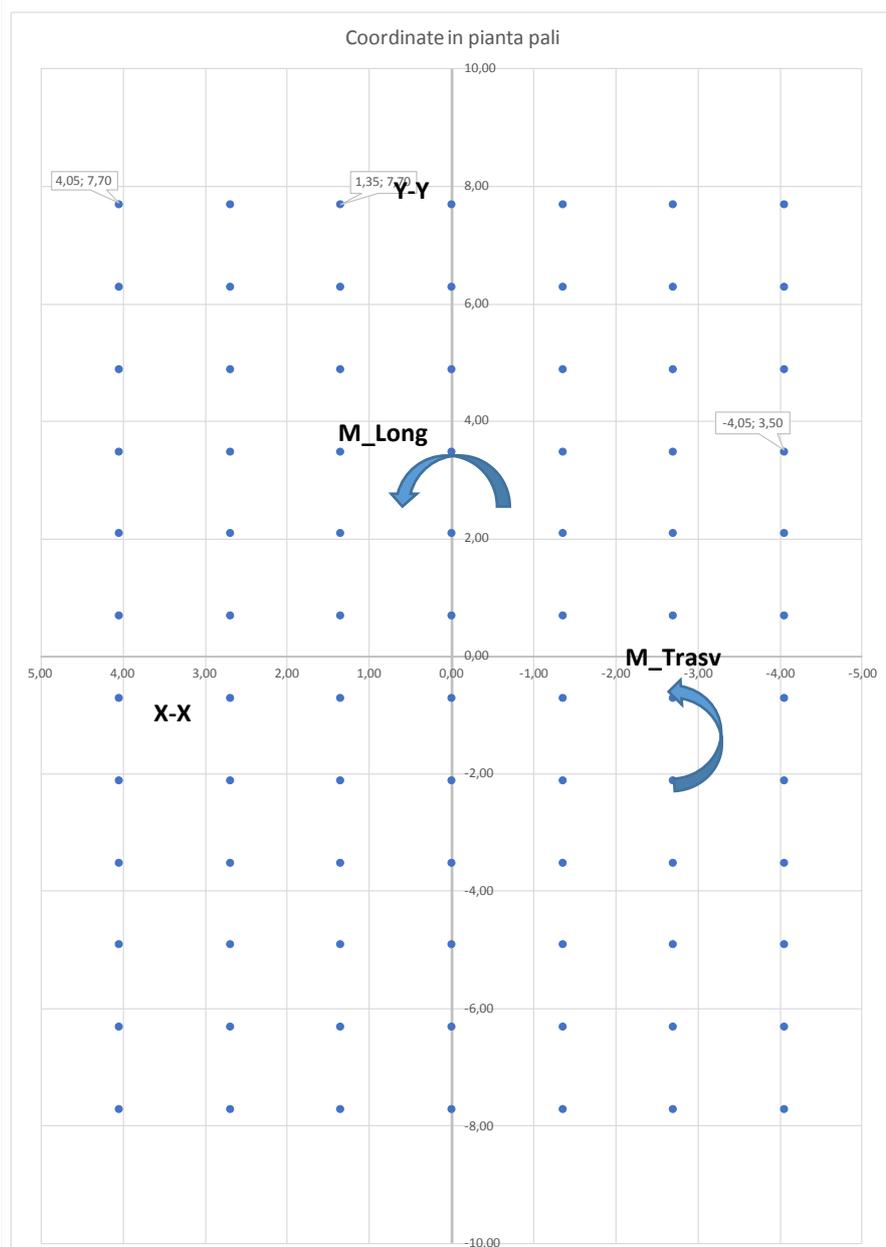
SLEqp_06	21514	21514	5200	5200	6800	6800	0	3584
SLEqp_07	20464	20464	5800	5800	5255	5255	0	3684
SLEqp_08	20464	20464	5585	6705	4910	4910	100	3584
SLEqp_09	20464	20464	5800	5800	4910	4910	0	3584
SLEqp_10	20464	20464	5800	5800	6221	6221	0	3964
SLEqp_16	19064	19064	-1653	6027	2390	2390	460	3584
SLEqp_17	21514	21514	5200	5200	6800	6800	0	3584
SLEqp_18	20464	20464	5800	5800	5255	5255	0	3684
SLEqp_19	20464	20464	5585	6705	4910	4910	100	3584
SLEqp_20	20464	20464	3547	11227	4910	4910	460	3584
SLEqp_21	20464	20464	5800	5800	6221	6221	0	3964
SLEqp_22	21514	21514	5200	5200	6800	6800	0	3584
SLEqp_23	20464	20464	5800	5800	5255	5255	0	3684
SLEqp_24	20464	20464	5585	6705	4910	4910	100	3584
SLEqp_25	20464	20464	5800	5800	4910	4910	0	3584
SLEqp_26	20464	20464	5800	5800	6221	6221	0	3964

progettazione ati:

8.2 Dettagli palificata

8.2.1 Schema e disposizione dei pali

Di seguito uno schema grafico della disposizione in pianta dei pali e relativa numerazione. La numerazione inizia (n. 1) dal primo palo con ascissa X (orizzontale) maggiore e ordinata Y (verticale) maggiore e procede da sinistra verso destra lungo la prima riga, la seconda, la terza e via di seguito, fino all'ultimo palo con entrambe le coordinate X, Y negative.



NOTA: Asse tracciato // asse orizzontale X-X

progettazione ati:

VIADOTTO METAURO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

PALO	Xi [m]	Yi [m]	Xi ²	Yi ²	Xi/ly	Yi/ly						
1	4,05	7,70	16,40	59,29	0,0066	0,0039						
2	2,70	7,70	7,29	59,29	0,0044	0,0039						
3	1,35	7,70	1,82	59,29	0,0022	0,0039						
4	0,00	7,70	0,00	59,29	0,0000	0,0039						
5	-1,35	7,70	1,82	59,29	-0,0022	0,0039						
6	-2,70	7,70	7,29	59,29	-0,0044	0,0039						
7	-4,05	7,70	16,40	59,29	-0,0066	0,0039						
8	4,05	6,30	16,40	39,69	0,0066	0,0032						
9	2,70	6,30	7,29	39,69	0,0044	0,0032						
10	1,35	6,30	1,82	39,69	0,0022	0,0032						
11	0,00	6,30	0,00	39,69	0,0000	0,0032						
12	-1,35	6,30	1,82	39,69	-0,0022	0,0032						
13	-2,70	6,30	7,29	39,69	-0,0044	0,0032						
14	-4,05	6,30	16,40	39,69	-0,0066	0,0032						
15	4,05	4,90	16,40	24,01	0,0066	0,0025						
16	2,70	4,90	7,29	24,01	0,0044	0,0025						
17	1,35	4,90	1,82	24,01	0,0022	0,0025						
18	0,00	4,90	0,00	24,01	0,0000	0,0025						
19	-1,35	4,90	1,82	24,01	-0,0022	0,0025						
20	-2,70	4,90	7,29	24,01	-0,0044	0,0025						
21	-4,05	4,90	16,40	24,01	-0,0066	0,0025						
22	4,05	3,50	16,40	12,25	0,0066	0,0018						
23	2,70	3,50	7,29	12,25	0,0044	0,0018						
24	1,35	3,50	1,82	12,25	0,0022	0,0018						
25	0,00	3,50	0,00	12,25	0,0000	0,0018						
26	-1,35	3,50	1,82	12,25	-0,0022	0,0018						
27	-2,70	3,50	7,29	12,25	-0,0044	0,0018						
28	-4,05	3,50	16,40	12,25	-0,0066	0,0018						
29	4,05	2,10	16,40	4,41	0,0066	0,0011						
30	2,70	2,10	7,29	4,41	0,0044	0,0011						
31	1,35	2,10	1,82	4,41	0,0022	0,0011						
32	0,00	2,10	0,00	4,41	0,0000	0,0011						
33	-1,35	2,10	1,82	4,41	-0,0022	0,0011						
34	-2,70	2,10	7,29	4,41	-0,0044	0,0011						
35	-4,05	2,10	16,40	4,41	-0,0066	0,0011						
36	4,05	0,70	16,40	0,49	0,0066	0,0004						
37	2,70	0,70	7,29	0,49	0,0044	0,0004						
38	1,35	0,70	1,82	0,49	0,0022	0,0004						
39	0,00	0,70	0,00	0,49	0,0000	0,0004						
40	-1,35	0,70	1,82	0,49	-0,0022	0,0004						
41	-2,70	0,70	7,29	0,49	-0,0044	0,0004						
42	-4,05	0,70	16,40	0,49	-0,0066	0,0004						
43	4,05	-0,70	16,40	0,49	0,0066	-0,0004						
44	2,70	-0,70	7,29	0,49	0,0044	-0,0004						
45	1,35	-0,70	1,82	0,49	0,0022	-0,0004						
46	0,00	-0,70	0,00	0,49	0,0000	-0,0004						
47	-1,35	-0,70	1,82	0,49	-0,0022	-0,0004						
48	-2,70	-0,70	7,29	0,49	-0,0044	-0,0004						
49	-4,05	-0,70	16,40	0,49	-0,0066	-0,0004						
50	4,05	-2,10	16,40	4,41	0,0066	-0,0011						
51	2,70	-2,10	7,29	4,41	0,0044	-0,0011						
52	1,35	-2,10	1,82	4,41	0,0022	-0,0011						
53	0,00	-2,10	0,00	4,41	0,0000	-0,0011						
54	-1,35	-2,10	1,82	4,41	-0,0022	-0,0011						
55	-2,70	-2,10	7,29	4,41	-0,0044	-0,0011						
56	-4,05	-2,10	16,40	4,41	-0,0066	-0,0011						
57	4,05	-3,50	16,40	12,25	0,0066	-0,0018						
58	2,70	-3,50	7,29	12,25	0,0044	-0,0018						
59	1,35	-3,50	1,82	12,25	0,0022	-0,0018						
60	0,00	-3,50	0,00	12,25	0,0000	-0,0018						
61	-1,35	-3,50	1,82	12,25	-0,0022	-0,0018						
62	-2,70	-3,50	7,29	12,25	-0,0044	-0,0018						
63	-4,05	-3,50	16,40	12,25	-0,0066	-0,0018						
64	4,05	-4,90	16,40	24,01	0,0066	-0,0025						
65	2,70	-4,90	7,29	24,01	0,0044	-0,0025						
66	1,35	-4,90	1,82	24,01	0,0022	-0,0025						
67	0,00	-4,90	0,00	24,01	0,0000	-0,0025						
68	-1,35	-4,90	1,82	24,01	-0,0022	-0,0025						
69	-2,70	-4,90	7,29	24,01	-0,0044	-0,0025						
70	-4,05	-4,90	16,40	24,01	-0,0066	-0,0025						
71	4,05	-6,30	16,40	39,69	0,0066	-0,0032						
72	2,70	-6,30	7,29	39,69	0,0044	-0,0032						
73	1,35	-6,30	1,82	39,69	0,0022	-0,0032						
74	0,00	-6,30	0,00	39,69	0,0000	-0,0032						
75	-1,35	-6,30	1,82	39,69	-0,0022	-0,0032						
76	-2,70	-6,30	7,29	39,69	-0,0044	-0,0032						
77	-4,05	-6,30	16,40	39,69	-0,0066	-0,0032						
78	4,05	-7,70	16,40	59,29	0,0066	-0,0039						
79	2,70	-7,70	7,29	59,29	0,0044	-0,0039						
80	1,35	-7,70	1,82	59,29	0,0022	-0,0039						
81	0,00	-7,70	0,00	59,29	0,0000	-0,0039						
82	-1,35	-7,70	1,82	59,29	-0,0022	-0,0039						
83	-2,70	-7,70	7,29	59,29	-0,0044	-0,0039						
84	-4,05	-7,70	16,40	59,29	-0,0066	-0,0039						

progettazione ati:

8.2.2 Massime sollecitazioni sulla palificata (spalla n. A)

Si riportano di seguito le sollecitazioni, riferite al baricentro della palificata, che maggiormente cimentano in compressione, trazione e taglio i pali di estremità, per le combinazioni di carico più significative considerate (SLU, SLV, SLE).

Comb.	MIN N _{Ed_tot} [kN]	MAX N _{Ed_tot} [kN]	MIN M _{Ed_trasv_tot} [kNm]	MAX M _{Ed_trasv_tot} [kNm]	MIN M _{long_tot} [kNm]	MAX M _{long_tot} [kNm]	H _{trasv_tot} [kN]	H _{long_tot} [kN]
SLU ^(*)	29044	29044	4992	11904	10360	10360	414	5180
SLU ^(**)	27627	27627	7830	7830	8595	8595	0	5408
SLV (N _{min})	18514	-	3450	3450	23513	25493	1000	11049
SLV (N _{max})	-	19614	3450	3450	23513	25493	1000	11049
SLE-rara	21514	21514	3848	8456	7587	7587	276	3812
SLE-frequente	21514	21514	4749	6285	7587	7587	92	3812
SLE-quasi permanente	21514	21514	5200	5200	6800	6800	0	3584

(*) Combinazione di carico SLU che dà il massimo valore di compressione assiale (Pi) sul palo della palificata.

(**) Combinazione di carico che dà il massimo valore di azione di taglio SLU longitudinale (H) sul palo della palificata.

8.2.3 Massime sollecitazione su palo maggiormente cementato

Palificata con numero di pali pari a:

N_{pali} = 84

Interasse palificata (dir. y-y):

i_y = 1.40 m (trasversalmente ad asse tracciato)

Interasse palificata (dir. x-x):

i_x = 1.35 m (parallelamente ad asse tracciato)

SLV – N_{max} e M_{max}

Combinazione di riferimento

SLV_03

Massimo carico assiale su palo (SLV)

P_{i,max} = 415,6 kN

Minimo carico assiale su palo (SLV):

P_{i,min} = 51,4 kN (compressione)

Taglio (vettoriale) massimo su palo (SLV):

V_{i,max} = 132,1 kN

progettazione ati:

SLV – N_{min} e M_{max}

Combinazione di riferimento	SLV_03
Massimo carico assiale su palo (SLV)	$P_{i,max} = 402,5$ kN
Minimo carico assiale su palo (SLV):	$P_{i,min} = 38,3$ kN (compressione)
Taglio (vettoriale) massimo su palo (SLV):	$V_{i,max} = 132,1$ kN

SLU

Combinazione di riferimento	SLU_01
Massimo carico assiale su palo (SLU)	$P_{i,max} = 461,0$ kN
Minimo carico assiale su palo (SLU):	$P_{i,min} = 230,5$ kN (compressione)
Taglio (vettoriale) massimo su palo (SLU):	$V_{i,max} = 61,9$ kN

SLE-rara

Combinazione di riferimento	SLEr_01
Massimo carico assiale (SLE-rara)	$P_{i,rara,max} = 339,5$ kN
Minimo carico assiale su palo (SLE-rara)	$P_{i,rara,min} = 172,8$ kN (compressione)
Taglio (vettoriale) massimo su palo (SLE-rara)	$V_{i,rara,max} = 45,5$ kN

SLE-frequente

Combinazione di riferimento	SLEf_01
Massimo carico assiale (SLE-freq)	$P_{i,freq,max} = 331,0$ kN
Minimo carico assiale su palo (SLE-freq)	$P_{i,freq,min} = 181,3$ kN (compressione)
Taglio (vettoriale) massimo su palo (SLE-freq)	$V_{i,freq,max} = 45,4$ kN

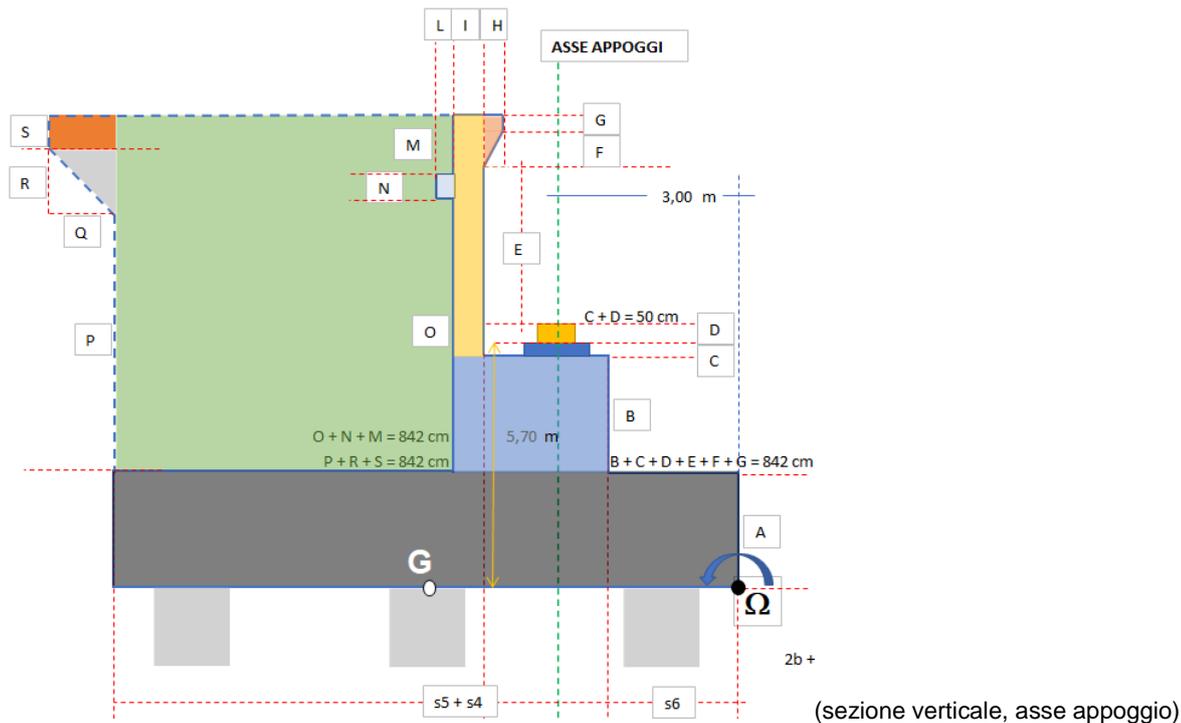
SLE-quasi permanente

Combinazione di riferimento	SLEqp_06
Massimo carico assiale (SLE-qperm)	$P_{i,qperm,max} = 321,5$ kN
Minimo carico assiale su palo (SLE-qperm)	$P_{i,qperm,min} = 190,7$ kN (compressione)
Taglio (vettoriale) massimo su palo (SLE-qperm)	$V_{i,qperm,max} = 42,7$ kN

progettazione ati:

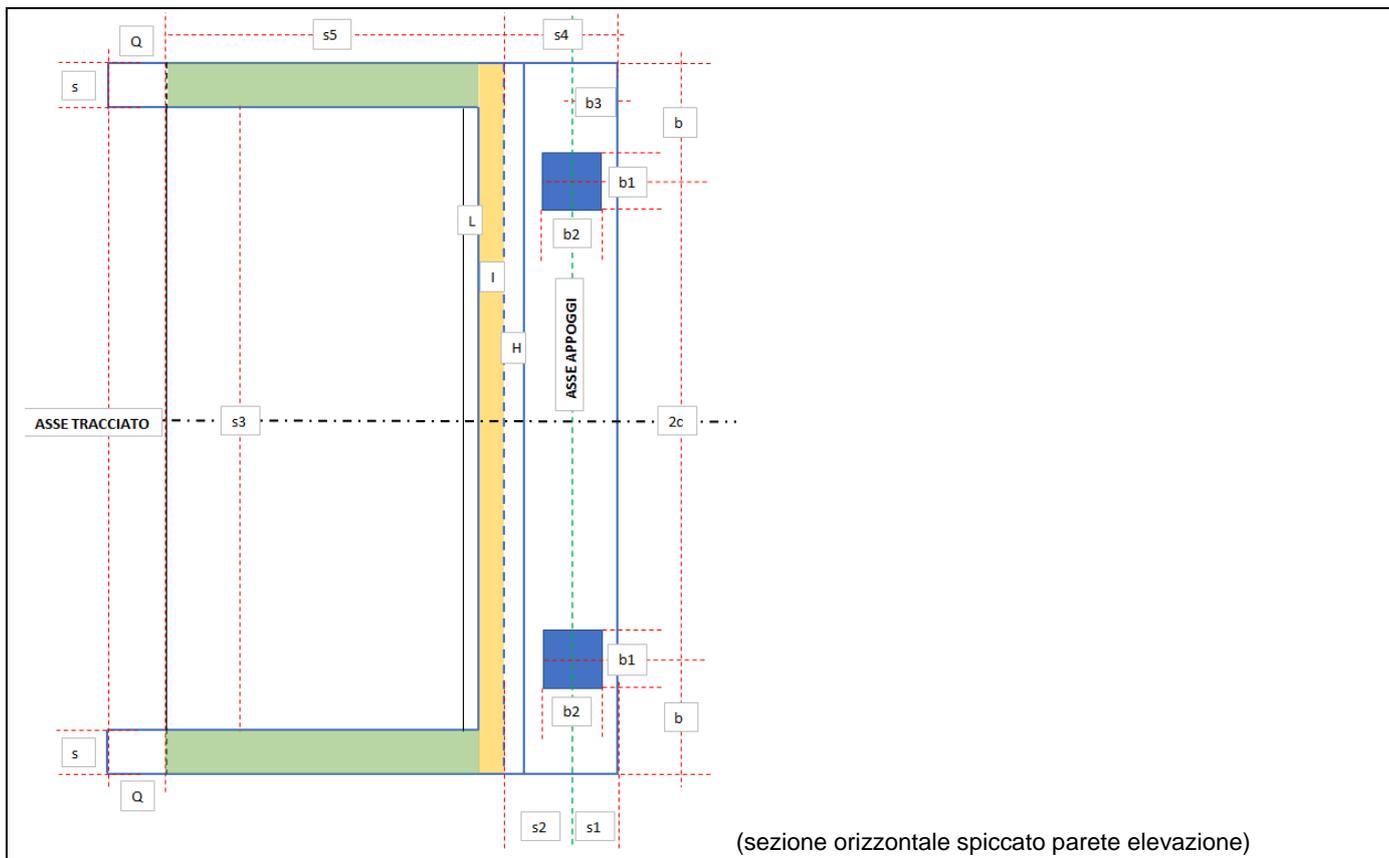
9 GEOMETRIE ELEMENTI STRUTTURALI: SPALLA B

9.1 Geometria spalla: schemi grafici qualitativi

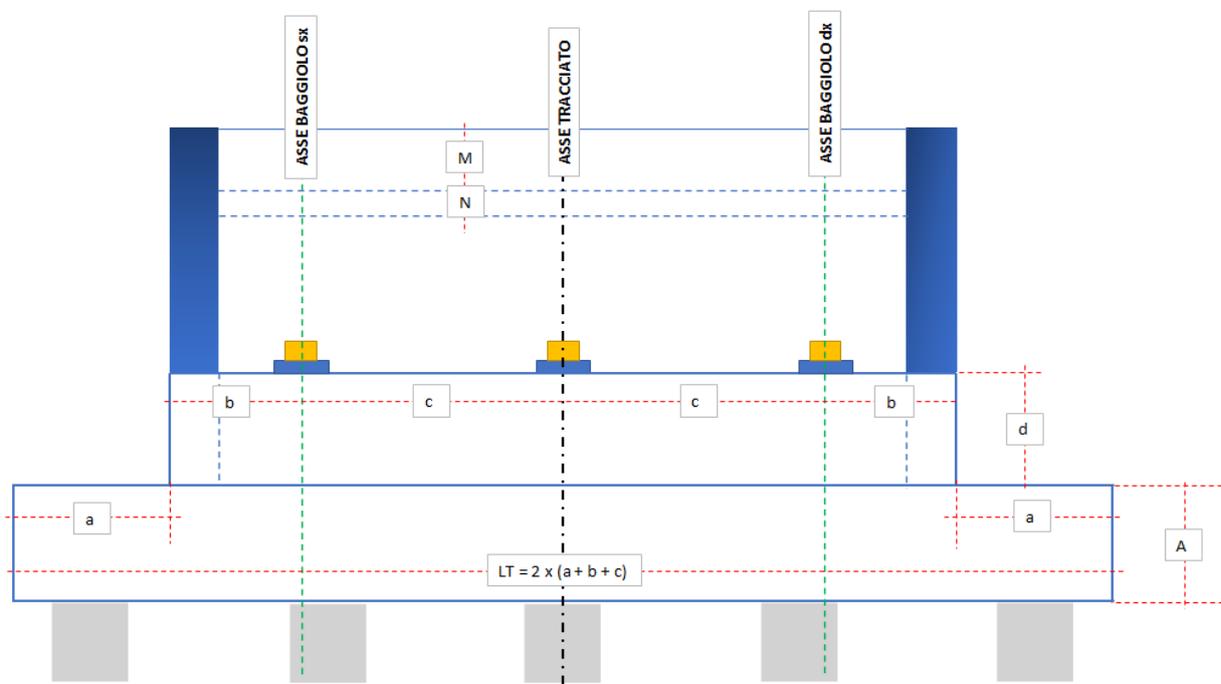


progettazione ati:

VIADOTTO METAURO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

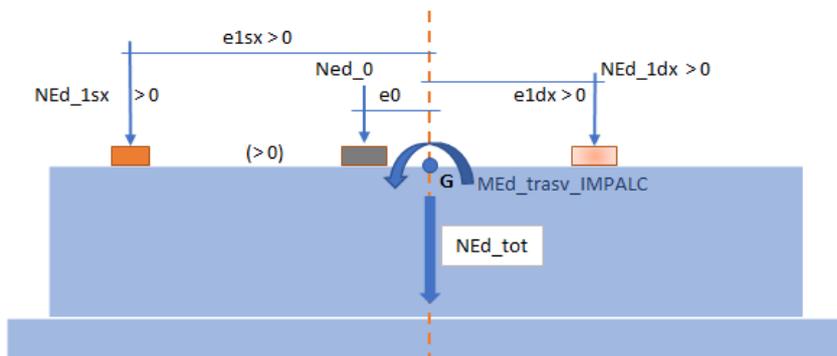


(sezione orizzontale spiccato parete elevazione)



(sezione verticale, trasversale, su assi appoggi – schema qualitativo – numero di appoggi disegnati generico)

progettazione ati:



(sezione verticale, trasversale, su assi appoggi – schema qualitativo – disposizione assi appoggi da asse spalla/platea)

9.1.1 Disassamento baricentro appoggi

Numero di appoggi (effettivo) per spalla:	2
Distanza appoggio "1 sx" da baricentro spalla:	$e1sx = 400 \text{ cm}$
Distanza appoggio "0" (baricentro appoggi lat.):	$e0 = 0 \text{ cm}$ (coincidente con baricentro coppia appoggi)
Distanza appoggio "1 dx" da baricentro spalla:	$e1dx = 400 \text{ cm}$

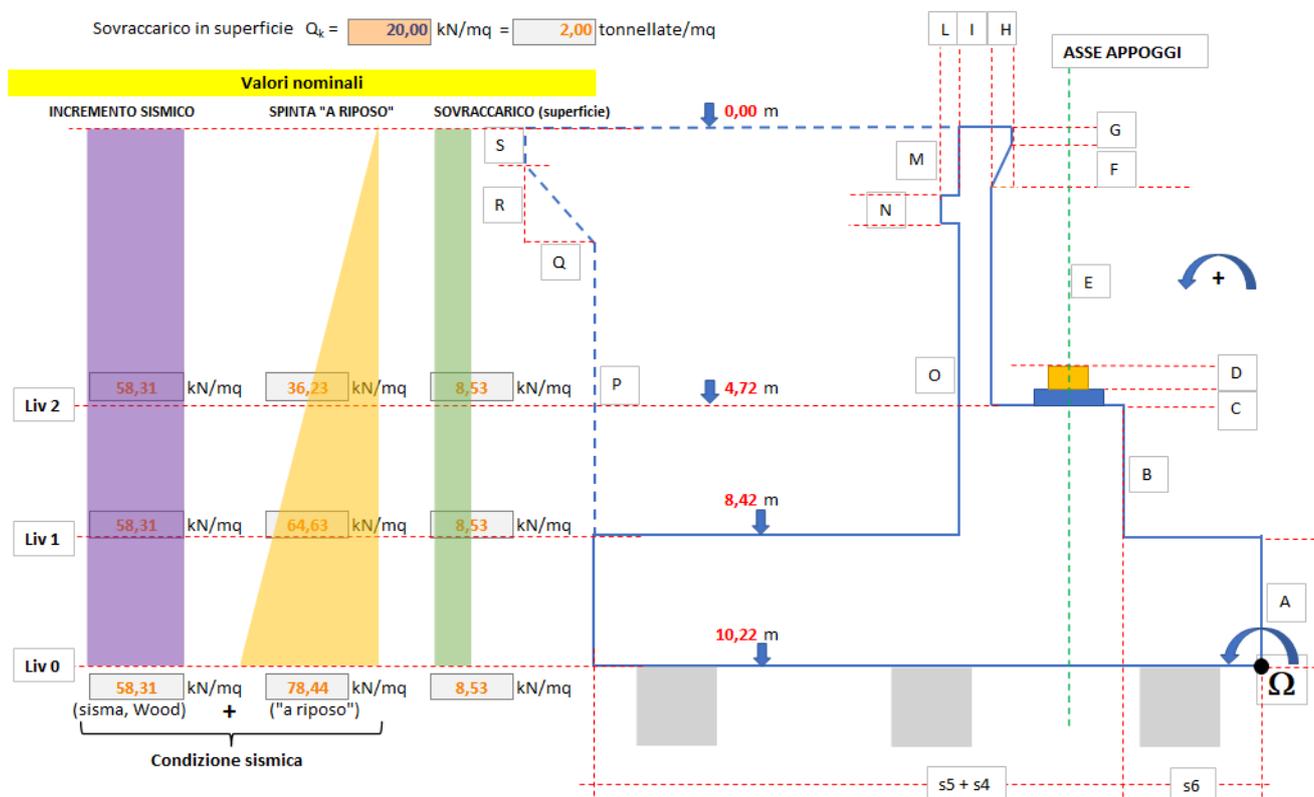
9.1.2 Dimensioni geometriche spalla

Altezza soletta fondazione:	$A = 180 \text{ cm}$
Altezza parete elevazione:	$B = d = 370 \text{ cm}$
Altezza baggioli (valore medio riferimento):	$C = 20 \text{ cm}$
Altezza apparecchio di appoggio:	$D = 30 \text{ cm}$
Altezza tratto intermedio paraghiaia:	$E = 352 \text{ cm}$
Altezza sbalzo paraghiaia (triangolare):	$F = 40 \text{ cm}$
Altezza sbalzo paraghiaia (quadrangolare):	$G = 30 \text{ cm}$
Larghezza sbalzo paraghiaia:	$H = 28 \text{ cm}$
Spessore setto paraghiaia:	$I = 50 \text{ cm}$
Larghezza dente soletta flottante:	$L = 0 \text{ cm}$
Altezza tratto setto paraghiaia fino a dente:	$M = 0 \text{ cm}$
Altezza dente soletta flottante:	$N = 0 \text{ cm}$
Altezza tratto paraghiaia da intradosso dente:	$O = 842 \text{ cm}$
Altezza risvolti laterali (fino a inizio bandiera):	$P = 612 \text{ cm}$
Larghezza orizzontale bandiera:	$Q = 200 \text{ cm}$
Altezza tratto triangolare bandiera:	$R = 130 \text{ cm}$
Altezza tratto quadrangolare bandiera:	$S = 100 \text{ cm}$
Sbordo soletta fondazione da risvolti laterali:	$a = 60 \text{ cm}$

progettazione ati:

Distanza asse appoggi di estremità da risvolti:	$b = 380$ cm (valore medio)
Interasse (orizzontale) appoggi:	$c = 400$ cm (valore medio)
Larghezza trasversale soletta fondazione:	$LT = 1680$ cm
Spessore risvolti laterali:	$s = 100$ cm
Distanza asse appoggi da bordo parete elevazione:	$s_1 = b_3 = 80$ cm
Distanza asse appoggi da bordo parete paraghiaia:	$s_2 = 110$ cm
Dimensione x baggiolo:	$b_1 = 100$ cm
Dimensione y baggiolo:	$b_2 = 100$ cm
Distanza interna netta tra risvolti laterali:	$s_3 = 1360$ cm
Larghezza parete elevazione da superf. Paraghiaia:	$s_4 = 190$ cm
Larghezza orizzontale (costante) risvolto laterale:	$s_5 = 910$ cm
Distanza orizzontale risvolti laterali:	$s_5 + s_4 = 1100$ cm
Larghezza totale soletta di fondazione:	$s_4 + 2s + s_6 = 1320$ cm
Larghezza soletta fondazione da parete elevazione:	$s_6 = 220$ cm
Larghezza (trasversale) parete elevazione:	$2(b + c) = 15,60$ m.

Sovraccarico in superficie $Q_k = 20,00$ kN/mq = 2,00 tonnellate/mq



9.1.3 Dati geotecnici e sismici dei terreni

Accelerazione normalizzata:	$a_g/g = 0,225$
Coefficiente amplificazione stratigrafica:	$S_s = 1,174$

progettazione ati:

Coefficiente amplificazione topografica:	$S_T = 1,200$
Coeff. di riduzione max. accelerazione attesa:	$\beta_m = 1,00$
Peso specifico terreno tal quale:	$\gamma = 18,00$ (valore medio di riferimento)
Angolo di attrito interno terreno:	$\phi = 35^\circ$
Coefficiente orizzontale:	$k_h = \beta_m S_S S_T a_g/g = 0,317$ (NTC2018 p.to 7.11.6.2)
Coefficiente verticale:	$k_v = 0,5k_h = 0,158$ (NTC2018 p.to 7.11.6.2.1)
Coefficiente di spinta "a riposo" (Jaky):	$k_0 = 1 - \sin\phi = 0,426$
Sovraccarico in superficie (caratteristico):	$Q_k = 20,00 \text{ kN/m}^2 = 2,00 \text{ tonnellate/m}^2$
Altezza su cui agisce l'incremento sismico (Wood):	$H = 10,22 \text{ m}$ (altezza spalla con sp. soletta fondazione)
Incremento di pressione sismica (modello Wood):	$S_T S_S (a_g/g) \gamma H = 58,31 \text{ kN/m}^2$ (distribuzione costante)
Massima pressione spinta "a riposo":	$k_0 \gamma H = (0,426 \times 18,00 \times 10,22) = 78,44 \text{ kN/m}^2$ (arrotondato)
Massima pressione sovraccarico superficie:	$k_0 Q_k = (0,426 \times 20,00) = 8,53 \text{ kN/m}^2$ (arrotondato)

9.1.4 Distribuzione masse elementi spalla

Si considerano i pesi delle masse dei vari elementi strutturali costituenti la spalla (ad esclusione della masse dei pali). Il braccio di tali risultanti viene misurato dal centro Ω (si veda schema alla pagina precedente).

Tipologia elemento spalla	Pesi [kN]	Braccio [m]	Momenti da Ω [kNm]
Soletta fondazione	9979,2	6,60	65863
Parete elevazione	3463,2	3,40	11775
Paraghiaia	920,4	4,35	4004
Baggioli (complessivi)	10,0	3,00	30
Sbalzo paraghiaia	47,6	3,96	188
Muri di risvolto	3620,6	8,90	32223
Bandiera (parte superiore)	100,0	9,90	990
Bandiera (parte inferiore)	65,0	9,57	622
Peso terreno interno spalla (escluso sovraccarico) ^(*)	17726	8,90	157765

^(*) L'effetto del sovraccarico è stato considerato solo come effetto ribaltante per spinta orizzontale del terreno ed è stato ignorato per sicurezza come contributo stabilizzante sopra il volume di terreno imbarcato.

Complessivi verticali (pesi):	$N = 35932 \text{ kN}$
Complessivi momenti (rispetto polo Ω):	$M = 273460 \text{ kNm}$
Eccentricità complessivi verticali (pesi):	$e = M/N = 7,61 \text{ m}$
Distanza baricentro soletta fondazione da Ω :	$G\Omega = (s_4 + s_5 + s_6)/2 = 6,60 \text{ m}$

progettazione ati:

Distanza eccentricità (trasporto): $\Delta e = e - G\Omega = 1,01 \text{ m}$
 Momento (complessivo) trasportato su G: $M_G = N \times \Delta e = 36306 \text{ kNm}$ (complessivi in asse plinto fondazione).

9.1.5 Distribuzione inerzie sismiche

Si considerano le distribuzioni delle masse sismiche delle varie parti strutturali che costituiscono la spalla:

Tipologia elemento spalla	Inerzie sismiche (orizzontali) [kN]	Braccio (verticale) [m]	Momenti da Ω [kNm]
Soletta fondazione	3163,2	0,90	2847
Parete elevazione	1097,8	3,65	4007
Paraghiaia	291,7	7,86	2293
Baggioli (complessivi)	3,2	5,60	18
Sbalzo paraghiaia	17,3	10,07	174
Muri di risvolto	1147,7	6,01	6897
Bandiera (parte superiore)	31,7	9,72	308
Bandiera (parte inferiore)	20,6	8,79	181
Peso terreno interno spalla	5618,8	6,01	33769

Complessivi (orizzontali) inerzie: $V_h = 11392 \text{ kN}$
 Complessivi momenti (ribaltanti): $M_h = - 50494 \text{ kNm}$.

Valori riferiti alla larghezza della parete di elevazione: $L = 15,6 \text{ m}$ (risultanti sismiche orizzontali e momenti ribaltanti dovuti alle spinte dei terreni)

Liv 0 - Quota: 10,22 m	Sisma, Wood	Spinta "a riposo"	Sovraccarico
$F_k =$	9297 kN	6253 kN	1360 kN
$M_k =$	-47506 kNm	-21303 kNm	-6948 kNm

Liv 1 - Quota: 8,42 m	Sisma, Wood	Spinta "a riposo"	Sovraccarico
$F_k =$	7659 kN	4245 kN	1120 kN
$M_k =$	-32246 kNm	-11913 kNm	-4716 kNm

progettazione ati:

Liv 2 - Quota: 4,72 m	Sisma, Wood	Spinta "a riposo"	Sovraccarico
$F_k =$	4294 kN	1334 kN	628 kN
$M_k =$	-10133 kNm	-2099 kNm	-1482 kNm

9.1.6 Valori maggiormente indicativi delle spinte e dei momenti sismici (delle terre)

Si riportano i valori delle risultanti delle spinte sismiche orizzontali e dei momenti ribaltanti sismici riferiti al piano che contiene la testa dei pali della palificata. Di seguito i valori maggiori, per combinazioni di carico maggiormente significative per la spalla:

Da comb. SLU_00 a combinazione SLU_10:	$H_{Ed_long_terre} = 10278$ kN
Da comb. SLU_16 a combinazione SLU_26:	$H_{Ed_long_terre} = 7613$ kN
Combinazione sismica SLV_03:	$H_{Ed_long_terre} = 15550$ kN
Da comb. SLU_00 a combinazione SLU_10:	$M_{Ed_terre} = 38139$ kNm (in modulo)
Da comb. SLU_16 a combinazione SLU_26:	$M_{Ed_terre} = 28251$ kNm (in modulo)
Combinazione sismica SLV_03:	$M_{Ed_terre} = 68809$ kNm (in modulo)

9.1.7 Sollecitazioni scaricate dagli impalcati

Altezza estradosso baggioli da quota testa palificata:	5,70 m
Numero di appoggi per spalla:	2

Nella tabella a seguire, si è adottata la seguente nomenclatura:

N_{Ed_tot}	scarico complessivo da impalcato su appoggi spalla
$M_{Ed_trasv_IMPALC}$	momento complessivo trasversale per scarichi impalcato su appoggi
H_{trasv_IMPALC}	risultante carichi trasversali su appoggi spalla
H_{long_IMPALC}	risultante carichi longitudinali su appoggi spalla

NOTA: Sollecitazioni SLU/SLV riferite al baricentro della spalla tra i 2 appoggi presenti (a quota dell'estradosso dei baggioli).
Valori in modulo.

Comb.	MIN N_{Ed_tot} [kN]	MAX N_{Ed_tot} [kN]	$M_{Ed_trasv_IMPALC}$ [kNm]	H_{trasv_IMPALC} [kN]	H_{long_IMPALC} [kN]
SLU_00	3038	3038	-3090	390	252
SLU_01	5873	5873	2574	234	252
SLU_02	4590	4590	3384	234	414

progettazione ati:

VIADOTTO METAURO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

SLU_03	4590	4590	2628	369	252
SLU_04	4590	4590	2040	390	252
SLU_05	4590	4590	3384	234	420
SLU_06	5873	5873	4590	0	252
SLU_07	4590	4590	5400	0	414
SLU_08	4590	4590	4644	135	252
SLU_09	4590	4590	5400	0	252
SLU_10	4590	4590	5400	0	420
SLU_16	2250	2250	-3160	390	252
SLU_17	5085	5085	2504	234	252
SLU_18	3803	3803	3314	234	414
SLU_19	3803	3803	2558	369	252
SLU_20	3803	3803	1970	390	252
SLU_21	3803	3803	3314	234	420
SLU_22	5085	5085	4520	0	252
SLU_23	3803	3803	5330	0	414
SLU_24	3803	3803	4574	135	252
SLU_25	3803	3803	5330	0	252
SLU_26	3803	3803	5330	0	420

SLV_01	1450	3050	200	-	-
SLV_02	1150	2750	1400	-	-
SLV_03	-	-	-	500	840

Sollecitazioni flettenti SLU/SLV riferite al piano testa pali (valori in modulo)

Nella tabella a seguire, si è adottata la seguente nomenclatura:

$H_{\text{trasv_IMPALC}}$

risultante carichi trasversali su piano testa pali (baricentro)

$M_{\text{trasv_IMPALC}}$

momento complessivo trasversale scarichi impalcato (baric. testa pali)

$H_{\text{long_IMPALC}}$

risultante carichi longitudinali su piano testa pali (bericentro)

progettazione ati:

VIADOTTO METAURO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

M_{long_IMPALC}	momento complessivo longitudin. scarichi impalcato (baric. testa pali)
Altezza dell'estradosso dei baggioli:	5,70 m (a partire dalla quota testa dei pali).

Comb.	H_{trasv_IMPALC} [kN]	M_{trasv_IMPALC} [kNm]	H_{long_IMPALC} [kN]	M_{long_IMPALC} [kNm]
SLU_00	390	2223	252	1436
SLU_01	234	1334	252	1436
SLU_02	234	1334	414	2360
SLU_03	369	2103	252	1436
SLU_04	390	2223	252	1436
SLU_05	234	1334	420	2394
SLU_06	0	0	252	1436
SLU_07	0	0	414	2360
SLU_08	135	770	252	1436
SLU_09	0	0	252	1436
SLU_10	0	0	420	2394
SLU_16	390	2223	252	1436
SLU_17	234	1334	252	1436
SLU_18	234	1334	414	2360
SLU_19	369	2103	252	1436
SLU_20	390	2223	252	1436
SLU_21	234	1334	420	2394
SLU_22	0	0	252	1436
SLU_23	0	0	414	2360
SLU_24	135	770	252	1436
SLU_25	0	0	252	1436
SLU_26	0	0	420	2394
SLV_01	-	-	-	-

progettazione ati:

VIADOTTO METAURO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

SLV_02	-	-	-	-
SLV_03	500	2850	840	4788

NOTA: Sollecitazioni SLU/SLV riferite al baricentro della testa della palificata

Nella tabella a seguire, si è adottata la seguente nomenclatura (tutti i valori sono di progetto):

$\Delta M_{Ed-trasv_IMPALC}$	quota di momento per eccentricità baric. appoggi da baric. palificata
N_{Ed_spalla}	valore di progetto carichi verticali strutture/terre spalla (su palificata)
$M_{Ed_spalla (LONG)}$	Momento di progetto carichi verticali strutture/terre da baric. palificata
$H_{Ed_spalla_sisma}$	Inerzie orizzontali elementi strutturali spalla
$M_{Ed_spalla (LONG)_sisma}$	Momenti ribaltanti inerzie elementi strutturali spalla
M_{long_TERRE}	Momenti ribaltanti per spinta delle terre
H_{long_terre}	Spinte orizzontali terre.

Si riportano i valori delle azioni (kN) e dei momenti flettenti di progetto (kNm) per le combinazioni di carico più significative:

Comb.	MIN $\Delta M_{Ed-trasv_IMPALC}$	MAX $\Delta M_{Ed-trasv_IMPALC}$	N_{Ed_spalla}	$M_{Ed_spalla (LONG)}$	$H_{Ed_spalla_sisma}$	$M_{Ed_spalla (LONG)_sisma}$	M_{long_TERRE}	H_{long_terre}
SLU_00	0	0	48509	-49013	-	-	38139	10278
SLU_01	0	0	48509	-49013	-	-	38139	10278
SLU_02	0	0	48509	-49013	-	-	38139	10278
SLU_03	0	0	48509	-49013	-	-	38139	10278
SLU_04	0	0	48509	-49013	-	-	38139	10278
SLU_05	0	0	48509	-49013	-	-	38139	10278
SLU_06	0	0	48509	-49013	-	-	38139	10278
SLU_07	0	0	48509	-49013	-	-	38139	10278
SLU_08	0	0	48509	-49013	-	-	38139	10278
SLU_09	0	0	48509	-49013	-	-	38139	10278
SLU_10	0	0	48509	-49013	-	-	38139	10278
SLU_16	0	0	48509	-49013	-	-	28251	7613
SLU_17	0	0	48509	-49013	-	-	28251	7613
SLU_18	0	0	48509	-49013	-	-	28251	7613

progettazione ati:

VIADOTTO METAURO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

SLU_19	0	0	48509	-49013	-	-	28251	7613
SLU_20	0	0	48509	-49013	-	-	28251	7613
SLU_21	0	0	48509	-49013	-	-	28251	7613
SLU_22	0	0	48509	-49013	-	-	28251	7613
SLU_23	0	0	48509	-49013	-	-	28251	7613
SLU_24	0	0	48509	-49013	-	-	28251	7613
SLU_25	0	0	48509	-49013	-	-	28251	7613
SLU_26	0	0	48509	-49013	-	-	28251	7613

SLV_01	0	-	35932	-36306	11392	50494	-	-
SLV_02	0	-	35932	-36306	11392	50494	-	-
SLV_03	0	-	35932	-36306	11392	50494	68809	15550

NOTA: Sollecitazioni SLU/SLV riferite al baricentro della palificata

Nelle tabelle a seguire, si è adottata la seguente simbologia (tutti i valori sono di progetto):

N_{Ed_tot}	scarico complessivo azioni verticali
$M_{Ed_trasv_tot}$	momento con asse d'inflessione parallelo all'asse tracciato
M_{long_tot}	momento longitudinale con asse d'inflessione perpend. asse tracciato
H_{trasv_tot}	azione risultante trasversale (perpendicolare) all'asse tracciato
H_{long_tot}	azione risultante parallela all'asse tracciato.

Si ha in particolare:

eccentricità baricentro appoggi da baricentro palificata: 0,00 m (perpendicolarmente asse tracciato)

eccentricità asse baggioli da baricentro testa palificata: 3,60 m (parallelamente asse tracciato).

Comb.	MIN N_{Ed_tot} [kN]	MAX N_{Ed_tot} [kN]	MIN $M_{Ed_trasv_tot}$ [kNm]	MAX $M_{Ed_trasv_tot}$ [kNm]	MIN M_{long_tot} [kNm]	MAX M_{long_tot} [kNm]	H_{trasv_tot} [kN]	H_{long_tot} [kN]
SLU_00	51546	51546	-867	5853	1497	1497	390	10530
SLU_01	54381	54381	3908	7940	11703	11703	234	10530
SLU_02	53099	53099	4718	8750	8009	8009	234	10692

progettazione ati:

VIADOTTO METAURO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

SLU_03	53099	53099	4731	10275	7086	7086	369	10530
SLU_04	53099	53099	4263	10983	7086	7086	390	10530
SLU_05	53099	53099	4718	8750	8043	8043	234	10698
SLU_06	54381	54381	4590	4590	11703	11703	0	10530
SLU_07	53099	53099	5400	5400	8009	8009	0	10692
SLU_08	53099	53099	5414	6926	7086	7086	135	10530
SLU_09	53099	53099	5400	5400	7086	7086	0	10530
SLU_10	53099	53099	5400	5400	8043	8043	0	10698
SLU_16	50759	50759	-937	5783	-11226	-11226	390	7865
SLU_17	53594	53594	3838	7870	-1020	-1020	234	7865
SLU_18	52311	52311	4648	8680	-4714	-4714	234	8027
SLU_19	52311	52311	4661	10205	-5637	-5637	369	7865
SLU_20	52311	52311	4193	10913	-5637	-5637	390	7865
SLU_21	52311	52311	4648	8680	-4679	-4679	234	8033
SLU_22	53594	53594	4520	4520	-1020	-1020	0	7865
SLU_23	52311	52311	5330	5330	-4714	-4714	0	8027
SLU_24	52311	52311	5344	6856	-5637	-5637	135	7865
SLU_25	52311	52311	5330	5330	-5637	-5637	0	7865
SLU_26	52311	52311	5330	5330	-4679	-4679	0	8033

SLV_01	37382	38982	200	200	-14361	-8601	0	11392
SLV_02	41706	41706	1400	1400	-15441	-9681	0	11392
SLV_03	37382	38982	2850	2850	59237	64997	500	22163

NOTA: Sollecitazioni SLE-rara riferite al baricentro della palificata

Comb.	MIN N _{Ed_tot} [kN]	MAX N _{Ed_tot} [kN]	MIN M _{Ed_trasv_tot} [kNm]	MAX M _{Ed_trasv_tot} [kNm]	MIN M _{long_tot} [kNm]	MAX M _{long_tot} [kNm]	H _{trasv_tot} [kN]	H _{long_tot} [kN]
SLEr_00	38182	38182	-558	3922	1002	1002	260	7781

progettazione ati:

VIADOTTO METAURO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

SLEr_01	40282	40282	2945	5633	8562	8562	156	7781
SLEr_02	39332	39332	3545	6233	5826	5826	156	7901
SLEr_03	39332	39332	3555	7363	5142	5142	256	7781
SLEr_04	39332	39332	3242	7722	5142	5142	260	7781
SLEr_05	39332	39332	3545	6233	5781	5781	156	7893
SLEr_06	40282	40282	3400	3400	8562	8562	0	7781
SLEr_07	39332	39332	4000	4000	5826	5826	0	7901
SLEr_08	39332	39332	4010	5130	5142	5142	100	7781
SLEr_09	39332	39332	4000	4000	5142	5142	0	7781
SLEr_10	39332	39332	4000	4000	5781	5781	0	7893
SLEr_16	38182	38182	-558	3922	1002	1002	260	7781
SLEr_17	40282	40282	2945	5633	8562	8562	156	7781
SLEr_18	39332	39332	3545	6233	5826	5826	156	7901
SLEr_19	39332	39332	3555	7363	5142	5142	256	7781
SLEr_20	39332	39332	3242	7722	5142	5142	260	7781
SLEr_21	39332	39332	3545	6233	5781	5781	156	7893
SLEr_22	40282	40282	3400	3400	8562	8562	0	7781
SLEr_23	39332	39332	4000	4000	5826	5826	0	7901
SLEr_24	39332	39332	4010	5130	5142	5142	100	7781
SLEr_25	39332	39332	4000	4000	5142	5142	0	7781
SLEr_26	39332	39332	4000	4000	5781	5781	0	7893

NOTA: Sollecitazioni SLE-frequente riferite al baricentro della palificata

Comb.	MIN N _{Ed_tot} [kN]	MAX N _{Ed_tot} [kN]	MIN M _{Ed_trasv_tot} [kNm]	MAX M _{Ed_trasv_tot} [kNm]	MIN M _{long_tot} [kNm]	MAX M _{long_tot} [kNm]	H _{trasv_tot} [kN]	H _{long_tot} [kN]
SLEf_00	38182	38182	-558	3922	1002	1002	260	7781
SLEf_01	40282	40282	3248	4144	8562	8562	52	7781
SLEqp_02	39332	39332	3848	4744	5826	5826	52	7901

progettazione ati:

VIADOTTO METAURO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

SLEqp_03	39332	39332	3858	5874	5142	5142	152	7781
SLEf_04	39332	39332	3242	7722	5142	5142	260	7781
SLEf_05	39332	39332	3848	4744	5781	5781	52	7893
SLEf_06	40282	40282	3400	3400	8562	8562	0	7781
SLEf_07	39332	39332	4000	4000	5826	5826	0	7901
SLEf_08	39332	39332	4010	5130	5142	5142	100	7781
SLEf_09	39332	39332	4000	4000	5142	5142	0	7781
SLEf_10	39332	39332	4000	4000	5781	5781	0	7893
SLEf_16	38182	38182	-558	3922	364	364	260	7669
SLEf_17	40282	40282	3248	4144	7924	7924	52	7669
SLEf_18	39332	39332	3848	4744	5188	5188	52	7789
SLEf_19	39332	39332	3858	5874	4504	4504	152	7669
SLEf_20	39332	39332	3242	7722	4504	4504	260	7669
SLEf_21	39332	39332	3848	4744	5781	5781	52	7893
SLEf_22	40282	40282	3400	3400	7924	7924	0	7669
SLEf_23	39332	39332	4000	4000	5188	5188	0	7789
SLEf_24	39332	39332	4010	5130	4504	4504	100	7669
SLEf_25	39332	39332	4000	4000	4504	4504	0	7669
SLEf_26	39332	39332	4000	4000	5781	5781	0	7893

NOTA: Sollecitazioni SLE-quasi permanente riferite al baricentro della palificata

Comb.	MIN N _{Ed_tot} [kN]	MAX N _{Ed_tot} [kN]	MIN M _{Ed_trasv_tot} [kNm]	MAX M _{Ed_trasv_tot} [kNm]	MIN M _{long_tot} [kNm]	MAX M _{long_tot} [kNm]	H _{trasv_tot} [kN]	H _{long_tot} [kN]
SLEqp_00	38182	38182	-558	3922	45	45	260	7613
SLEqp_01	40282	40282	3400	3400	7605	7605	0	7613
SLEqp_02	39332	39332	4000	4000	4869	4869	0	7733
SLEqp_03	39332	39332	4010	5130	4185	4185	100	7613
SLEqp_04	39332	39332	3242	7722	4185	4185	260	7613

progettazione ati:

VIADOTTO METAURO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

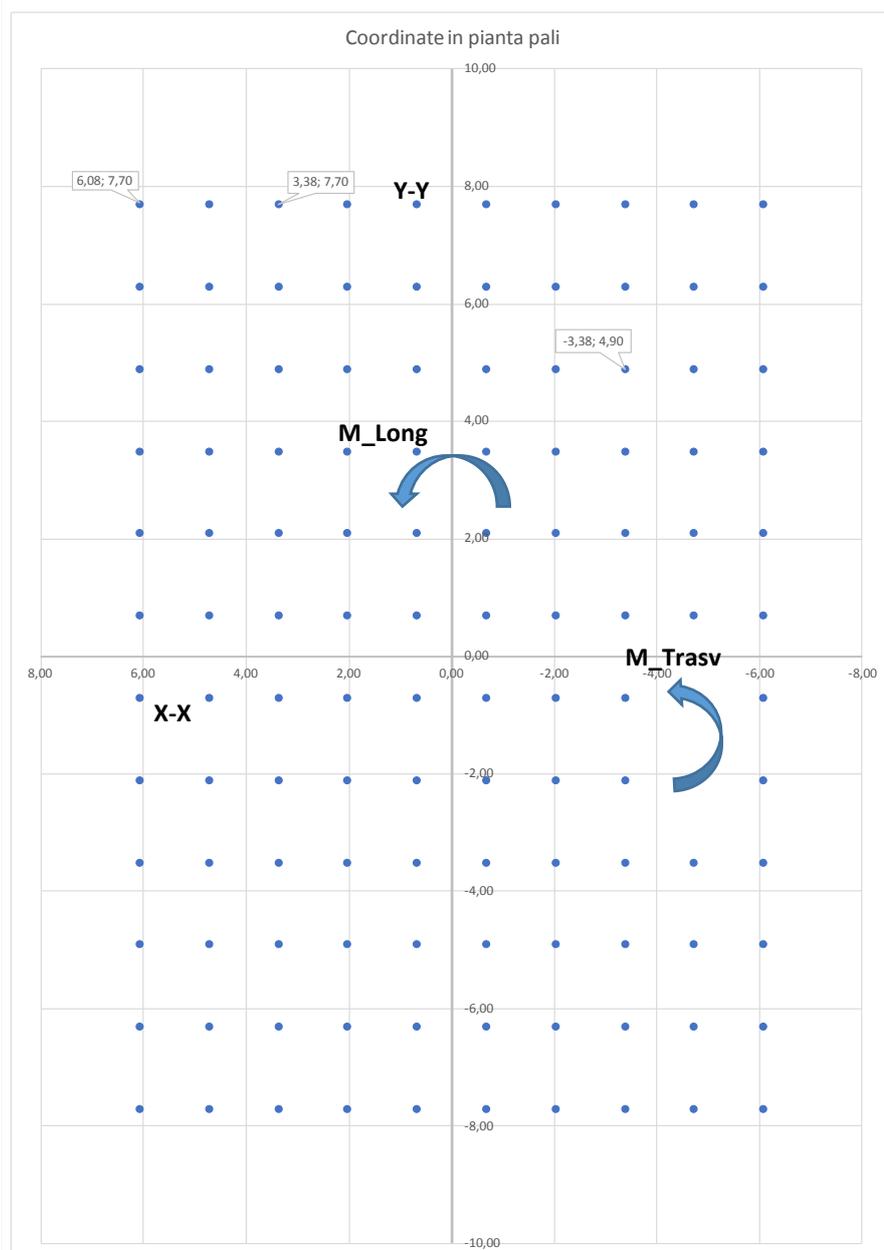
SLEqp_05	39332	39332	4000	4000	5781	5781	0	7893
SLEqp_06	40282	40282	3400	3400	7605	7605	0	7613
SLEqp_07	39332	39332	4000	4000	4869	4869	0	7733
SLEqp_08	39332	39332	4010	5130	4185	4185	100	7613
SLEqp_09	39332	39332	4000	4000	4185	4185	0	7613
SLEqp_10	39332	39332	4000	4000	5781	5781	0	7893
SLEqp_16	38182	38182	-558	3922	45	45	260	7613
SLEqp_17	40282	40282	3400	3400	7605	7605	0	7613
SLEqp_18	39332	39332	4000	4000	4869	4869	0	7733
SLEqp_19	39332	39332	4010	5130	4185	4185	100	7613
SLEqp_20	39332	39332	3242	7722	4185	4185	260	7613
SLEqp_21	39332	39332	4000	4000	5781	5781	0	7893
SLEqp_22	40282	40282	3400	3400	7605	7605	0	7613
SLEqp_23	39332	39332	4000	4000	4869	4869	0	7733
SLEqp_24	39332	39332	4010	5130	4185	4185	100	7613
SLEqp_25	39332	39332	4000	4000	4185	4185	0	7613
SLEqp_26	39332	39332	4000	4000	5781	5781	0	7893

progettazione ati:

9.2 Dettagli palificata

9.2.1 Schema e disposizione dei pali

Di seguito uno schema grafico della disposizione in pianta dei pali e relativa numerazione. La numerazione inizia (n. 1) dal primo palo con ascissa X (orizzontale) maggiore e ordinata Y (verticale) maggiore e procede da sinistra verso destra lungo la prima riga, la seconda, la terza e via di seguito, fino all'ultimo palo con entrambe le coordinate X, Y negative.



NOTA: Asse tracciato // asse orizzontale X-X

progettazione ati:

VIADOTTO METAURO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

PALO	Xi [m]	Yi [m]	Xi'	Yi'	Xi/ly	Yi/ly								
1	6,08	7,70	36,91	59,29	0,0034	0,0027								
2	4,73	7,70	22,33	59,29	0,0026	0,0027								
3	3,38	7,70	11,39	59,29	0,0019	0,0027								
4	2,03	7,70	4,10	59,29	0,0011	0,0027								
5	0,68	7,70	0,46	59,29	0,0004	0,0027								
6	-0,68	7,70	0,46	59,29	-0,0004	0,0027								
7	-2,03	7,70	4,10	59,29	-0,0011	0,0027								
8	-3,38	7,70	11,39	59,29	-0,0019	0,0027								
9	-4,73	7,70	22,33	59,29	-0,0026	0,0027								
10	-6,08	7,70	36,91	59,29	-0,0034	0,0027								
11	6,08	6,30	36,91	39,69	0,0034	0,0022								
12	4,73	6,30	22,33	39,69	0,0026	0,0022								
13	3,38	6,30	11,39	39,69	0,0019	0,0022								
14	2,03	6,30	4,10	39,69	0,0011	0,0022								
15	0,68	6,30	0,46	39,69	0,0004	0,0022								
16	-0,68	6,30	0,46	39,69	-0,0004	0,0022								
17	-2,03	6,30	4,10	39,69	-0,0011	0,0022								
18	-3,38	6,30	11,39	39,69	-0,0019	0,0022								
19	-4,73	6,30	22,33	39,69	-0,0026	0,0022								
20	-6,08	6,30	36,91	39,69	-0,0034	0,0022								
21	6,08	4,90	36,91	24,01	0,0034	0,0017								
22	4,73	4,90	22,33	24,01	0,0026	0,0017								
23	3,38	4,90	11,39	24,01	0,0019	0,0017								
24	2,03	4,90	4,10	24,01	0,0011	0,0017								
25	0,68	4,90	0,46	24,01	0,0004	0,0017								
26	-0,68	4,90	0,46	24,01	-0,0004	0,0017								
27	-2,03	4,90	4,10	24,01	-0,0011	0,0017								
28	-3,38	4,90	11,39	24,01	-0,0019	0,0017								
29	-4,73	4,90	22,33	24,01	-0,0026	0,0017								
30	-6,08	4,90	36,91	24,01	-0,0034	0,0017								
31	6,08	3,50	36,91	12,25	0,0034	0,0012								
32	4,73	3,50	22,33	12,25	0,0026	0,0012								
33	3,38	3,50	11,39	12,25	0,0019	0,0012								
34	2,03	3,50	4,10	12,25	0,0011	0,0012								
35	0,68	3,50	0,46	12,25	0,0004	0,0012								
36	-0,68	3,50	0,46	12,25	-0,0004	0,0012								
37	-2,03	3,50	4,10	12,25	-0,0011	0,0012								
38	-3,38	3,50	11,39	12,25	-0,0019	0,0012								
39	-4,73	3,50	22,33	12,25	-0,0026	0,0012								
40	-6,08	3,50	36,91	12,25	-0,0034	0,0012								
41	6,08	2,10	36,91	4,41	0,0034	0,0007								
42	4,73	2,10	22,33	4,41	0,0026	0,0007								
43	3,38	2,10	11,39	4,41	0,0019	0,0007								
44	2,03	2,10	4,10	4,41	0,0011	0,0007								
45	0,68	2,10	0,46	4,41	0,0004	0,0007								
46	-0,68	2,10	0,46	4,41	-0,0004	0,0007								
47	-2,03	2,10	4,10	4,41	-0,0011	0,0007								
48	-3,38	2,10	11,39	4,41	-0,0019	0,0007								
49	-4,73	2,10	22,33	4,41	-0,0026	0,0007								
50	-6,08	2,10	36,91	4,41	-0,0034	0,0007								
51	6,08	0,70	36,91	0,49	0,0034	0,0002								
52	4,73	0,70	22,33	0,49	0,0026	0,0002								
53	3,38	0,70	11,39	0,49	0,0019	0,0002								
54	2,03	0,70	4,10	0,49	0,0011	0,0002								
55	0,68	0,70	0,46	0,49	0,0004	0,0002								
56	-0,68	0,70	0,46	0,49	-0,0004	0,0002								
57	-2,03	0,70	4,10	0,49	-0,0011	0,0002								
58	-3,38	0,70	11,39	0,49	-0,0019	0,0002								
59	-4,73	0,70	22,33	0,49	-0,0026	0,0002								
60	-6,08	0,70	36,91	0,49	-0,0034	0,0002								
61	6,08	-0,70	36,91	0,49	0,0034	-0,0002								
62	4,73	-0,70	22,33	0,49	0,0026	-0,0002								
63	3,38	-0,70	11,39	0,49	0,0019	-0,0002								
64	2,03	-0,70	4,10	0,49	0,0011	-0,0002								
65	0,68	-0,70	0,46	0,49	0,0004	-0,0002								
66	-0,68	-0,70	0,46	0,49	-0,0004	-0,0002								
67	-2,03	-0,70	4,10	0,49	-0,0011	-0,0002								
68	-3,38	-0,70	11,39	0,49	-0,0019	-0,0002								
69	-4,73	-0,70	22,33	0,49	-0,0026	-0,0002								
70	-6,08	-0,70	36,91	0,49	-0,0034	-0,0002								
71	6,08	-2,10	36,91	4,41	0,0034	-0,0007								
72	4,73	-2,10	22,33	4,41	0,0026	-0,0007								
73	3,38	-2,10	11,39	4,41	0,0019	-0,0007								
74	2,03	-2,10	4,10	4,41	0,0011	-0,0007								
75	0,68	-2,10	0,46	4,41	0,0004	-0,0007								
76	-0,68	-2,10	0,46	4,41	-0,0004	-0,0007								
77	-2,03	-2,10	4,10	4,41	-0,0011	-0,0007								
78	-3,38	-2,10	11,39	4,41	-0,0019	-0,0007								
79	-4,73	-2,10	22,33	4,41	-0,0026	-0,0007								
80	-6,08	-2,10	36,91	4,41	-0,0034	-0,0007								
81	6,08	-3,50	36,91	12,25	0,0034	-0,0012								
82	4,73	-3,50	22,33	12,25	0,0026	-0,0012								
83	3,38	-3,50	11,39	12,25	0,0019	-0,0012								
84	2,03	-3,50	4,10	12,25	0,0011	-0,0012								
85	0,68	-3,50	0,46	12,25	0,0004	-0,0012								
86	-0,68	-3,50	0,46	12,25	-0,0004	-0,0012								
87	-2,03	-3,50	4,10	12,25	-0,0011	-0,0012								
88	-3,38	-3,50	11,39	12,25	-0,0019	-0,0012								
89	-4,73	-3,50	22,33	12,25	-0,0026	-0,0012								
90	-6,08	-3,50	36,91	12,25	-0,0034	-0,0012								
91	6,08	-4,90	36,91	24,01	0,0034	-0,0017								
92	4,73	-4,90	22,33	24,01	0,0026	-0,0017								
93	3,38	-4,90	11,39	24,01	0,0019	-0,0017								
94	2,03	-4,90	4,10	24,01	0,0011	-0,0017								
95	0,68	-4,90	0,46	24,01	0,0004	-0,0017								
96	-0,68	-4,90	0,46	24,01	-0,0004	-0,0017								
97	-2,03	-4,90	4,10	24,01	-0,0011	-0,0017								
98	-3,38	-4,90	11,39	24,01	-0,0019	-0,0017								
99	-4,73	-4,90	22,33	24,01	-0,0026	-0,0017								
100	-6,08	-4,90	36,91	24,01	-0,0034	-0,0017								
101	6,08	-6,30	36,91	39,69	0,0034	-0,0022								
102	4,73	-6,30	22,33	39,69	0,0026	-0,0022								
103	3,38	-6,30	11,39	39,69	0,0019	-0,0022								
104	2,03	-6,30	4,10	39,69	0,0011	-0,0022								
105	0,68	-6,30	0,46	39,69	0,0004	-0,0022								
106	-0,68	-6,30	0,46	39,69	-0,0004	-0,0022								
107	-2,03	-6,30	4,10	39,69	-0,0011	-0,0022								
108	-3,38	-6,30	11,39	39,69	-0,0019	-0,0022								
109	-4,73	-6,30	22,33	39,69	-0,0026	-0,0022								
110	-6,08	-6,30	36,91	39,69	-0,0034	-0,0022								
111	6,08	-7,70	36,91	59,29	0,0034	-0,0027								
112	4,73	-7,70	22,33	59,29	0,0026	-0,0027								
113	3,38	-7,70	11,39	59,29	0,0019	-0,0027								
114	2,03	-7,70	4,10	59,29	0,0011	-0,0027								
115	0,68	-7,70	0,46	5										

9.2.2 Massime sollecitazioni sulla palificata (spalla n. B)

Si riportano di seguito le sollecitazioni, riferite al baricentro della palificata, che maggiormente cementano in compressione, trazione e taglio i pali di estremità, per le combinazioni di carico più significative considerate (SLU, SLV, SLE).

Comb.	MIN N _{Ed_tot} [kN]	MAX N _{Ed_tot} [kN]	MIN M _{Ed_trasv_tot} [kNm]	MAX M _{Ed_trasv_tot} [kNm]	MIN M _{long_tot} [kNm]	MAX M _{long_tot} [kNm]	H _{trasv_tot} [kN]	H _{long_tot} [kN]
SLU ^(*)	54381	54381	3908	7940	11703	11703	234	10530
SLU ^(**)	53099	53099	4718	8750	8043	8043	234	10698
SLV (N _{min})	37382	-	2850	2850	59237	64997	500	22163
SLV (N _{max})	-	38982	2850	2850	59237	64997	500	22163
SLE-rara	40282	40282	2945	5633	8562	8562	156	7781
SLE-frequente	40282	40282	3248	4144	8562	8562	52	7781
SLE-quasi permanente	40282	40282	3400	3400	7605	7605	0	7613

(*) Combinazione di carico SLU che dà il massimo valore di compressione assiale (Pi) sul palo della palificata.

(**) Combinazione di carico che dà il massimo valore di azione di taglio SLU longitudinale (H) sul palo della palificata.

9.2.3 Massime sollecitazione su palo maggiormente cementato

Palificata con numero di pali pari a:

$N_{\text{pali}} = 130$

Interasse palificata (dir. y-y):

$i_y = 1.35$ m (trasversalmente ad asse tracciato)

Interasse palificata (dir. x-x):

$i_x = 1.35$ m (parallelamente ad asse tracciato)

SLV – N_{max} e M_{max}

Combinazione di riferimento

SLV_03

Massimo carico assiale su palo (SLV)

$P_{i,\text{max}} = 551,5$ kN

Minimo carico assiale su palo (SLV):

$P_{i,\text{min}} = 98,2$ kN (compressione)

Taglio (vettoriale) massimo su palo (SLV):

$V_{i,\text{max}} = 184,7$ kN

progettazione ati:

SLV – N_{min} e M_{max}

Combinazione di riferimento	SLV_03
Massimo carico assiale su palo (SLV)	$P_{i,max} = 538,2$ kN
Minimo carico assiale su palo (SLV):	$P_{i,min} = 84,8$ kN (compressione)
Taglio (vettoriale) massimo su palo (SLV):	$V_{i,max} = 184,7$ kN

SLU

Combinazione di riferimento	SLU_01
Massimo carico assiale su palo (SLU)	$P_{i,max} = 514,4$ kN
Minimo carico assiale su palo (SLU):	$P_{i,min} = 392,0$ kN (compressione)
Taglio (vettoriale) massimo su palo (SLU):	$V_{i,max} = 87,8$ kN

SLE-rara

Combinazione di riferimento	SLEr_01
Massimo carico assiale (SLE-rara)	$P_{i,rara,max} = 380,0$ kN
Minimo carico assiale su palo (SLE-rara)	$P_{i,rara,min} = 291,4$ kN (compressione)
Taglio (vettoriale) massimo su palo (SLE-rara)	$V_{i,rara,max} = 64,9$ kN

SLE-frequente

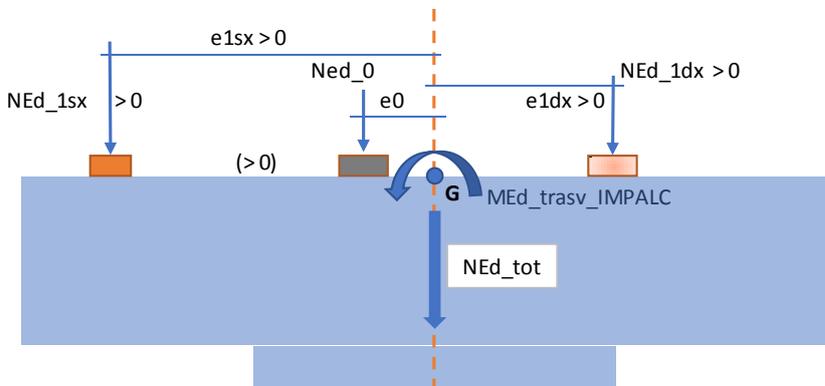
Combinazione di riferimento	SLEf_01
Massimo carico assiale (SLE-freq)	$P_{i,freq,max} = 375,9$ kN
Minimo carico assiale su palo (SLE-freq)	$P_{i,freq,min} = 295,5$ kN (compressione)
Taglio (vettoriale) massimo su palo (SLE-freq)	$V_{i,freq,max} = 64,8$ kN

SLE-quasi permanente

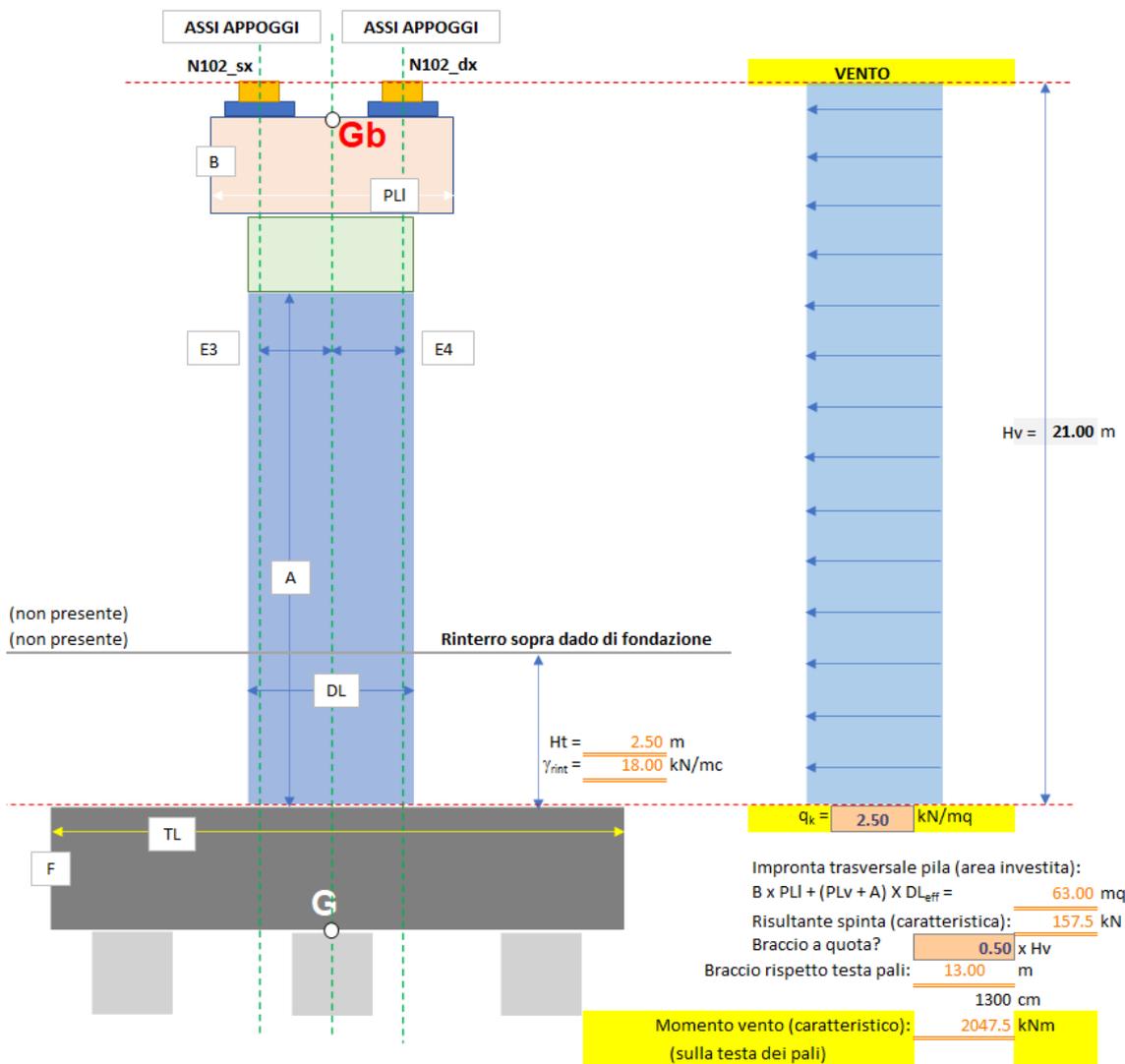
Combinazione di riferimento	SLEqp_06
Massimo carico assiale (SLE-qperm)	$P_{i,qperm,max} = 370,6$ kN
Minimo carico assiale su palo (SLE-qperm)	$P_{i,qperm,min} = 300,7$ kN (compressione)
Taglio (vettoriale) massimo su palo (SLE-qperm)	$V_{i,qperm,max} = 63,4$ kN

progettazione ati:

Distanza appoggio "1 dx" da baricentro pilvino: $e1 dx = 400 \text{ cm}$



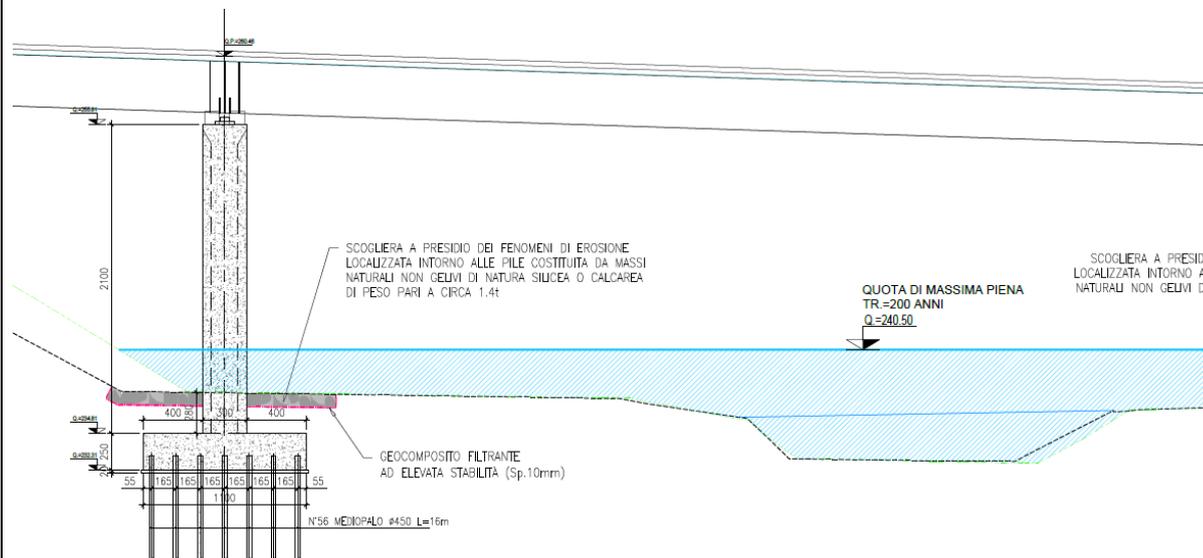
(Sezione schema qualitativo disposizione appoggi rispetto baricentro pulvino).



(sezione verticale longitudinale, parallela ad asse tracciato)

progettazione ati:

Inoltre, in condizione eccezionali, la pila viene interessata dalla massima piena del fiume omonimo.



Tipo di carico (valore caratteristico)	Nomenclatura carico	Carichi orizzontali (longitudinali) ^(***) su fusto pila [kN]
Spinte idrauliche idrostatiche	q_h1	493
Spinte idrauliche dinamiche	q_h2	324
Spinta idraulica complessiva	H_idr = q_h1 + q_h2	817

(***) Si adotta l'ipotesi in sicurezza che la variazione della quantità di moto in sezioni a monte e a valle del fusto pila - misurata su sezioni della corrente "gradualmente variata" - sia la massima possibile per deviazione delle vene fluide a 90° all'impatto con la superficie del fusto pila: in questo modo, si misura il massimo trasferimento dell'impulso della quantità di moto della corrente di piena. Il calcolo è stato condotto sul massimo battente idrico prevedibile e sulla massima portata di piena. Per dettagli, si veda calcolo esplicitato in basso.

Spinte idrauliche su fusto pila

Dati di progetto (da relazione idraulica):

Velocità della corrente (massima piena):	U = 1.38 m/s
Massimo battente idrico a monte pila:	Y = 5.79 m
Larghezza pila (trasversale alla corrente):	B _{pila} = 3.00 m

progettazione ati:

Azioni idrauliche (caratteristiche):

Spinta idrostatica (corrente gradualmente varia):	$\Pi_p = 0.5 \gamma_w Y^2 B_{pila} = 0.5 \times (9.81 \text{ kN/m}^3) \times (5.79 \text{ m})^2 \times (3.00 \text{ m}) = 493 \text{ kN}$
Spinta idrodinamica (variazione quantità di moto):	$\Pi_Q = \gamma_w \times Y \times B_{pila} \times U^2 = (9.81 \text{ kN/m}^3) \times (5.79 \text{ m}) \times (3.00 \text{ m}) \times (1.38 \text{ m/s})^2 = 324 \text{ kN}$
Spinta idraulica totale (max piena):	$\Pi_k = \Pi_p + \Pi_Q = (493 + 324) \text{ kN} = \mathbf{817 \text{ kN}}$
Carico lineare sul fusto pila (su solo tratto Y):	$q_{H,k} = \Pi_k / Y = (817 \text{ kN}) / (5.79 \text{ m}) = 141 \text{ kN/m}$
Momento totale ribaltante (idrico):	$M_{I,k} = \Pi_p \times Y/3 + \Pi_Q \times Y/2 = Y \times (\Pi_p/3 + \Pi_Q/2) = (5.79 \text{ m}) \times (493/3 + 324/2) \text{ kN} = \mathbf{1890 \text{ kNm}}$

10.1.2 Dimensioni geometriche pila

Altezza soletta fondazione:	F = 250 cm
Altezza canna (fusto pila):	A = 1620 cm
Altezza volume di pulvino a sezione variabile:	PLv = 338 cm
Altezza volume di pulvino a sezione costante:	B = 142 cm
Larghezza volume pulvino a sezione costante:	PT = 1000 cm (trasversalmente)
Larghezza pulvino a sezione costante:	PLI = 300 cm (longitudinalmente, parallelamente all'asse tracciato)
Altezza baggioli (valore medio riferimento):	C = 30 cm
Altezza apparecchio di appoggio:	D = 20 cm
Dimensione in pianta baggiolo (dir. trasv.):	Abt = 130 cm
Dimensione in pianta baggiolo (dir. long.):	AbI = 130 cm
Distanza baricentro baggioli da baric. testa pali:	G-Gb = 0 m (// ad asse tracciato)
Numero complessivo di appoggi/pulvino:	nb = 2
Larghezza trasversale canna:	DT = 450 cm (sez. di area trasversale equivalente)
Larghezza longitudinale canna:	DL = 300 cm (sez. di area longitudinale equivalente)
Larghezza impronta (equivalente) per vento:	D _{Leff} = 300 cm
Larghezza platea (trasver. asse tracciato):	TT = 1400 cm
Lunghezza platea (longitud. // asse tracc.):	TL = 1100 cm
Distanza appoggi N1_sx da asse pila:	Es1 = 400 cm
Distanza appoggi N2_sx da asse pila:	Es2 = 400 cm
Distanza appoggi N1_dx da asse pila:	Ed1 = 0 cm (non presente)
Distanza appoggi N2_dx da asse pila:	Ed2 = 0 cm (non presente)
Distanza fila N102_sx da asse pila:	E3 = 0 cm (// ad asse tracciato)
Distanza fila N102_dx da asse pila:	E4 = 0 cm (// ad asse tracciato)

progettazione ati:

10.1.3 *Dati geotecnici e sismici dei terreni*

Accelerazione normalizzata:	$a_g/g = 0.225$
Coefficiente amplificazione stratigrafica:	$S_S = 1.174$
Coefficiente amplificazione topografica:	$S_T = 1.200$
Coeff. di riduzione max. accelerazione attesa:	$\beta_m = 1.00$
Peso specifico terreno tal quale:	$\gamma = 18.00$ (valore medio di riferimento)
Angolo di attrito interno terreno:	$\phi = 35^\circ$
Coefficiente orizzontale:	$k_h = \beta_m S_S S_T a_g/g = 0.317$ (NTC2018 p.to 7.11.6.2)
Coefficiente verticale:	$k_v = 0.5k_h = 0.158$ (NTC2018 p.to 7.11.6.2.1)
Altezza terreno di rinterro (platea pila):	$H_t = 2.50$ m

10.1.4 *Distribuzione masse elementi pila*

Si considerano i pesi delle masse dei vari elementi strutturali costituenti la pila (ad esclusione delle masse dei pali). Il braccio di tali risultanti viene misurato dal piano orizzontale per il baricentro G (si veda schema alla pagina precedente).

Tipologia elemento pila	Pesi [kN]
Soletta fondazione	$F \times TT \times TL = 385.0$
Canna (fusto pila)	$A \times DT \times DL \times \alpha_{pila} = 211.4$
Pulvino (profilo variabile)	$DT \times DL \times PL_v + (PT - DT) \times PL_v \times DL \alpha_{pulv_inf} = 64.2$
Pulvino (profilo costante)	$PT \times PL_i \times B \times \beta = 42.6$
Baggioli	$nb \times Ab_t \times Ab_l \times C = 1.0$
Peso terreno di rinterro (escluso sovraccarico) ^(*)	$(H_t \times TT \times TL \times \gamma_{rint}) - (DT \times DL \times H_t \times \gamma_{cls}) = 6086.3$

^(*) L'effetto del rinterro è stato considerato come solo aggravio delle sollecitazioni assiali di compressione sulla palificata.

Coefficiente di ragguglio sezione fusto pila:	$\alpha_{pila} = 0.967$
Coefficiente di ragguglio pulvino (parte inf.):	$\alpha_{pulv_inf} = 1.000$
Coefficiente di ragguglio pulvino (parte sup.):	$\beta = 1.000$
Peso proprio pila (fusto, pulvino, baggioli):	7981 kN
Peso proprio platea cls (escluso pali):	9625 kN
Peso terreno di rinterro:	6086 kN
Complessivi verticali (pesi):	$N_- = 17606$ kN (escluso rinterro)
Complessivi verticali (pesi):	$N_+ = 23692$ kN (compreso rinterro)

progettazione ati:

10.1.5 Distribuzione inerzie sismiche

Si considerano le distribuzioni delle masse sismiche delle varie parti strutturali che costituiscono la pila:

Tipologia elemento spalla	Inerzie sismiche (orizzontali) [kN]	Braccio (verticale) [m]	Momenti da piano orizzontale per G [kNm]
Soletta fondazione	3051	1.25	3814
Canna (fusto pila)	1675	10.60	17757
Pulvino (profilo variabile)	509	20.39	10377
Pulvino (profilo costante)	338	22.79	7694
Baggioli	8	23.65	190

Complessivi (orizzontali) inerzie:	$V_{h,1} = 5581 \text{ kN}$
Valore del 30% tagliante in direzione perpend.	$0.30 \times V_{h,2} = 1674 \text{ kN}$
Complessivo tagliante sismico:	$V_E = V_{h,1} + 0.30 \times V_{h,2} = 7255 \text{ kN}$
Complessivi momenti (ribaltanti):	$M_{h,1} = 39831 \text{ kNm}$
Valore del 30% momento in direz. perpend.:	$0.30 \times M_{h,2} = 11949 \text{ kNm}$
Complessivo momento sismico allo spiccato:	$M_E = M_{h,1} + 0.30 \times M_{h,2} = 51780 \text{ kNm}$

10.1.6 Sollecitazioni scaricate dagli impalcati

Altezza estradosso baggioli da quota testa palificata:	23.80 m.
Numero di appoggi per pulvino:	2

Nella tabella a seguire, si è adottata la seguente nomenclatura:

$N_{Ed,tot}$	scarico complessivo da impalcato su appoggi pulvino pila
$M_{Ed,trasv_IMPALC}$	momento complessivo trasversale per scarichi impalcato su appoggi
H_{trasv_IMPALC}	risultante carichi trasversali su appoggi pulvino pila
H_{long_IMPALC}	risultante carichi longitudinali su appoggi pulvino pila
$M_{Ed_Long_sx/dx}$	risultante momenti file baggioli su testa pila (eccentricità longitudinali, parallele ad asse tracciato) ^(*)

(*) Valori di $M_{Ed_Long_sx/dx}$ tutti nulli quando è presente una sola fila di baggioli nel piano verticale passante per il baricentro asse pila/palificata.

progettazione ati:

NOTA: Sollecitazioni SLU/SLV riferite al baricentro della palificata da i 2 appoggi presenti (a quota dell'estradosso dei baggioli). Valori in modulo.

Comb.	MIN N _{Ed_tot} [kN]	MAX N _{Ed_tot} [kN]	M _{Ed_trasv_IMPALC} [kNm] MIN / MAX	H _{trasv_IMPALC} [kN]	H _{long_IMPALC} [kN]	MIN M _{Ed_Long_sx/dx} [kNm]	MAX M _{Ed_Long_sx/dx} [kNm]
SLU_00	21135	21135	-20820 / 19740	1650	486	0	0
SLU_01	28358	28358	-1638 / 22698	1332	486	0	0
SLU_02	26738	26738	2682 / 27018	1332	783	0	0
SLU_03	26738	26738	1926 / 27774	1467	486	0	0
SLU_04	26738	26738	-5430 / 35130	2220	486	0	0
SLU_05	26738	26738	2682 / 27018	1332	810	0	0
SLU_06	28358	28358	10530 / 10530	0	486	0	0
SLU_07	26738	26738	14850 / 14850	0	783	0	0
SLU_08	26738	26738	14094 / 15606	135	486	0	0
SLU_09	26738	26738	14850 / 14850	0	486	0	0
SLU_10	26738	26738	14850 / 14850	0	810	0	0
SLU_16	15780	15780	-20680 / 19880	1650	486	0	0
SLU_17	23003	23003	-1498 / 22838	1332	486	0	0
SLU_18	21383	21383	2822 / 27158	1332	783	0	0
SLU_19	21383	21383	2066 / 27914	1467	486	0	0
SLU_20	21383	21383	-5290 / 35270	2220	486	0	0
SLU_21	21383	21383	2822 / 27158	1332	810	0	0
SLU_22	23003	23003	10670 / 10670	0	486	0	0
SLU_23	21383	21383	14990 / 14990	0	783	0	0
SLU_24	21383	21383	14234 / 15746	135	486	0	0
SLU_25	21383	21383	14990 / 14990	0	486	0	0
SLU_26	21383	21383	14990 / 14990	0	810	0	0
SLV_01	14100	16500	-400 / -400	-	-	0	0

progettazione ati:

SLV_02	14100	16500	-400 / -400	-	-	0	0
SLV_03	-	-	-	2100	1970	-	-

NOTA: sollecitazioni flettenti SLU/SLV riferite a quota piano testa pali. (Valori in modulo)

Nella tabella a seguire, si è adottata la seguente nomenclatura:

$H_{\text{trasv_IMPALC}}$	risultante carichi trasversali su piano testa pali (baricentro)
$M_{\text{trasv_IMPALC}}$	momento complessivo trasversale scarichi impalcato (baric. testa pali)
$H_{\text{long_IMPALC}}$	risultante carichi longitudinali su piano testa pali (bericentro)
$M_{\text{long_IMPALC}}$	momento complessivo longitudin. scarichi impalcato (baric. testa pali)

Altezza dell'estradosso dei baggioli: 23.80 m (a partire dalla quota testa dei pali).

Comb.	$H_{\text{trasv_IMPALC}}$ [kN]	$M_{\text{trasv_IMPALC}}$ [kNm]	$H_{\text{long_IMPALC}}$ [kN]	$M_{\text{long_IMPALC}}$ [kNm]
SLU_00	1650	39270	486	11567
SLU_01	1332	31702	486	11567
SLU_02	1332	31702	783	18635
SLU_03	1467	34915	486	11567
SLU_04	2220	52836	486	11567
SLU_05	1332	31702	810	19278
SLU_06	0	0	486	11567
SLU_07	0	0	783	18635
SLU_08	135	3213	486	11567
SLU_09	0	0	486	11567
SLU_10	0	0	810	19278
SLU_16	1650	39270	486	11567
SLU_17	1332	31702	486	11567
SLU_18	1332	31702	783	18635
SLU_19	1467	34915	486	11567
SLU_20	2220	52836	486	11567
SLU_21	1332	31702	810	19278

progettazione ati:

VIADOTTO METAURO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

SLU_22	0	0	486	11567
SLU_23	0	0	783	18635
SLU_24	135	3213	486	11567
SLU_25	0	0	486	11567
SLU_26	0	0	810	19278
SLV_01	-	-	-	0
SLV_02	-	-	-	0
SLV_03		49980	1970	46886
SLV_01b	-	-	-	-
SLV_02b	-	-	-	-
SLV_03b		49980	1970	46886

Nella tabella a seguire, si è adottata la seguente nomenclatura (tutti i valori sono di progetto):

$\Delta M_{Ed-trasv_IMPALC}$	quota di momento per eccentricità baric. appoggi da baric. palificata
$N_{Ed_pila} + N_{sol}$	valore di progetto carichi verticali pila + platea (su palificata)
$M_{Ed_pila} (TRASV) M_{Ed_pila} (LONG)$	Momenti ribaltanti sismici (comb. SLV)
$H_{Ed_trasv_pila_sisma} H_{Ed_lomg_pila_sisma}$	Inerzie orizzontali elementi strutturali pila
$M_{Ed_pila} (TRASV)_sisma$	Momenti ribaltanti inerzie elementi strutturali pila
H_{TRASV_vento}	Tagli allo spiccato per effetti dei venti (su fusto pila e pulvino)
M_{TRASV_vento}	Momenti allo spiccato per effetti dei venti (su fusto pila e pulvino)

Si hanno i seguenti dati al contorno:

Eccentricità baricentro appoggi da baricentro palificata:	0.00 m (perpendicolarmente ad asse tracciato)
Eccentricità baricentro gruppo baggioli da baricentro palificata:	0.00 m (// ad asse tracciato).

progettazione ati:

Si riportano i valori delle azioni (kN) e dei momenti flettenti di progetto (kNm) per le combinazioni di carico più significative:

Comb.	MIN ΔM_{Ed} - trasv_IMPALC	MAX ΔM_{Ed} - trasv_IMPALC	$N_{Ed_pila} +$ N_{sol}	M_{Ed_pila} (TRASV) / M_{Ed_pila} (LONG)	$H_{Ed_trasv_pila_sisma}$ / $H_{Ed_long_pila_sisma}$	H_{TRASV_vento}	M_{TRASV_vento}
SLU_00	0	0	31984	-	-	236	3071
SLU_01	0	0	31984	-	-	142	1843
SLU_02	0	0	31984	-	-	-	
SLU_03	0	0	31984	-	-	-	--
SLU_04	0	0	31984	-	-	-	-
SLU_05	0	0	31984	-	-	-	-
SLU_06	0	0	31984	-	-	-	
SLU_07	0	0	31984	-	-	-	--
SLU_08	0	0	31984	-	-	-	-
SLU_09	0	0	31984	-	-	-	-
SLU_10	0	0	31984	-	-	-	-
SLU_16	0	0	31984	-	-	213	2764
SLU_17	0	0	31984	-	-	142	1843
SLU_18	0	0	31984	-	-	142	1843
SLU_19	0	0	31984	-	-	142	1843
SLU_20	0	0	31984	-	-	236	3071
SLU_21	0	0	31984	-	-	142	1843
SLU_22	0	0	31984	-	-	-	
SLU_23	0	0	31984	-	-	-	--
SLU_24	0	0	31984	-	-	-	-
SLU_25	0	0	31984	-	-	-	-
SLU_26	0	0	31984	-	-	-	-

progettazione ati:

SLV_01	0	0	23692	51780 / 0	7255 / 0	-	-
SLV_02	0	0	23692	51780 / 0	7255 / 0	-	-
SLV_03	0	0	23692	51780 / 0	7255 / 0	-	-
SLV_01b	0	0	23692	0 / 51780	0 / 7255	-	-
SLV_02b	0	0	23692	0 / 51780	0 / 7255	-	-
SLV_03b	0	0	23692	0 / 51780	0 / 7255	-	-

NOTA: Sollecitazioni SLU/SLV riferite al baricentro della testa dei pali.

Nelle tabelle a seguire, si è adottata la seguente simbologia (tutti i valori sono di progetto):

N_{Ed_tot}	scarico complessivo azioni verticali
$M_{Ed_trasv_tot}$	momento con asse d'inflessione parallelo all'asse tracciato
M_{long_tot}	momento longitudinale con asse d'inflessione perpend. asse tracciato
H_{trasv_tot}	azione risultante trasversale (perpendicolare) all'asse tracciato
H_{long_tot}	azione risultante parallela all'asse tracciato.

Si ha in particolare:

eccentricità baricentro appoggi da baricentro palificata:	0.00 m (perpendicolarmente asse tracciato)
eccentricità asse baggioli da baricentro testa palificata:	0.00 m (parallelamente asse tracciato).

Comb.	MIN N_{Ed_tot} [kN]	MAX N_{Ed_tot} [kN]	MIN $M_{Ed_trasv_tot}$ [kNm]	MAX $M_{Ed_trasv_tot}$ [kNm]	MIN M_{long_tot} [kNm]	MAX M_{long_tot} [kNm]	H_{trasv_tot} [kN]	H_{long_tot} [kN]
SLU_00	53119	53119	21521	62081	11567	11567	1886	486
SLU_01	60342	60342	33135	56242	11567	11567	1474	486
SLU_02	58722	58722	34384	58720	18635	18635	1332	783
SLU_03	58722	58722	36841	62689	11567	11567	1467	486
SLU_04	58722	58722	47406	87966	11567	11567	2220	486
SLU_05	58722	58722	34384	58720	19278	19278	1332	810
SLU_06	60342	60342	10530	10530	11567	11567	0	486
SLU_07	58722	58722	14850	14850	18635	18635	0	783

progettazione ati:

VIADOTTO METAURO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

SLU_08	58722	58722	17307	18819	11567	11567	135	486
SLU_09	58722	58722	14850	14850	11567	11567	0	486
SLU_10	58722	58722	14850	14850	19278	19278	0	810
SLU_16	47764	47764	21354	61914	11567	11567	1863	486
SLU_17	54987	54987	32046	56382	11567	11567	1474	486
SLU_18	53367	53367	36366	60702	18635	18635	1474	783
SLU_19	53367	53367	38823	64671	11567	11567	1609	486
SLU_20	53367	53367	50617	91177	11567	11567	2456	486
SLU_21	53367	53367	36366	60702	19278	19278	1474	810
SLU_22	54987	54987	10670	10670	11567	11567	0	486
SLU_23	53367	53367	14990	14990	18635	18635	0	783
SLU_24	53367	53367	17447	18959	11567	11567	135	486
SLU_25	53367	53367	14990	14990	11567	11567	0	486
SLU_26	53367	53367	14990	14990	19278	19278	0	810

SLV_01	37792	40192	51380	51380	0	0	7255	0
SLV_02	37792	40192	51380	51380	0	0	7255	0
SLV_03	37792	40192	101760	101760	46886	46886	9355	1970
SLV_01b	37792	40192	-400	-400	51780	51780	0	7255
SLV_02b	37792	40192	-400	-400	51780	51780	0	7255
SLV_03b	37792	40192	49980	49980	98666	98666	2100	9225

NOTA: Sollecitazioni SLE-rara riferite al baricentro della testa dei pali

Comb.	MIN N _{Ed_tot} [kN]	MAX N _{Ed_tot} [kN]	MIN M _{Ed_trasv_tot} [kNm]	MAX M _{Ed_trasv_tot} [kNm]	MIN M _{long_tot} [kNm]	MAX M _{long_tot} [kNm]	H _{trav_tot} [kN]	H _{long_tot} [kN]
SLEr_00	39392	39392	14308	41348	7711	7711	1258	324
SLEr_01	44742	44742	22870	38275	7711	7711	983	324
SLEr_02	43542	43542	24022	40246	12947	12947	888	544

progettazione ati:

SLEr_03	43542	43542	25842	43186	7711	7711	988	324
SLEr_04	43542	43542	32704	59744	7711	7711	1480	324
SLEr_05	43542	43542	24022	40246	12852	12852	888	540
SLEr_06	44742	44742	7800	7800	7711	7711	0	324
SLEr_07	43542	43542	11000	11000	12947	12947	0	544
SLEr_08	43542	43542	12820	13940	7711	7711	100	324
SLEr_09	43542	43542	11000	11000	7711	7711	0	324
SLEr_10	43542	43542	11000	11000	12852	12852	0	540
SLEr_16	39392	39392	13489	40529	7711	7711	1195	324
SLEr_17	44742	44742	22051	38275	7711	7711	983	324
SLEr_18	43542	43542	25251	41475	12947	12947	983	544
SLEr_19	43542	43542	27071	44415	7711	7711	1083	324
SLEr_20	43542	43542	34752	61792	7711	7711	1638	324
SLEr_21	43542	43542	25251	41475	12852	12852	983	540
SLEr_22	44742	44742	7800	7800	7711	7711	0	324
SLEr_23	43542	43542	11000	11000	12947	12947	0	544
SLEr_24	43542	43542	12820	13940	7711	7711	100	324
SLEr_25	43542	43542	11000	11000	7711	7711	0	324
SLEr_26	43542	43542	11000	11000	12852	12852	0	540

NOTA: Sollecitazioni SLE-frequente riferite al baricentro della testa dei pali.

Comb.	MIN N _{Ed_tot} [kN]	MAX N _{Ed_tot} [kN]	MIN M _{Ed_trasv_tot} [kNm]	MAX M _{Ed_trasv_tot} [kNm]	MIN M _{long_tot} [kNm]	MAX M _{long_tot} [kNm]	H _{trasv_tot} [kN]	H _{long_tot} [kN]
SLEf_00	39392	39392	14308	41348	7711	7711	1258	324
SLEf_01	44742	44742	14188	17958	7711	7711	328	324
SLEf_02	43542	43542	15341	20749	12947	12947	296	544
SLEf_03	43542	43542	17161	23689	7711	7711	396	324
SLEf_04	43542	43542	32704	59744	7711	7711	1480	324

progettazione ati:

VIADOTTO METAURO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

SLEf_05	43542	43542	15341	20749	12852	12852	296	540
SLEf_06	44742	44742	7800	7800	7711	7711	0	324
SLEf_07	43542	43542	11000	11000	12947	12947	0	544
SLEf_08	43542	43542	12820	13940	7711	7711	100	324
SLEf_09	43542	43542	11000	11000	7711	7711	0	324
SLEf_10	43542	43542	11000	11000	12852	12852	0	540
SLEf_16	39392	39392	12670	39710	2570	2570	1132	108
SLEf_17	44742	44742	12550	17958	2570	2570	328	108
SLEf_18	43542	43542	15750	21158	7806	7806	328	328
SLEf_19	43542	43542	17570	24098	2570	2570	428	108
SLEf_20	43542	43542	34752	61792	2570	2570	1638	108
SLEf_21	43542	43542	15750	21158	12852	12852	328	540
SLEf_22	44742	44742	7800	7800	2570	2570	0	108
SLEf_23	43542	43542	11000	11000	7806	7806	0	328
SLEf_24	43542	43542	12820	13940	2570	2570	100	108
SLEf_25	43542	43542	11000	11000	2570	2570	0	108
SLEf_26	43542	43542	11000	11000	12852	12852	0	540

NOTA: Sollecitazioni SLE-quasi permanente riferite al baricentro della testa dei pali.

Comb.	MIN N _{Ed_tot} [kN]	MAX N _{Ed_tot} [kN]	MIN M _{Ed_trasv_tot} [kNm]	MAX M _{Ed_trasv_tot} [kNm]	MIN M _{long_tot} [kNm]	MAX M _{long_tot} [kNm]	H _{trasv_tot} [kN]	H _{long_tot} [kN]
SLEqp_00	39392	39392	14308	41348	0	0	1258	0
SLEqp_01	44742	44742	9848	7800	0	0	0	0
SLEqp_02	43542	43542	11000	11000	5236	5236	0	220
SLEqp_03	43542	43542	12820	13940	0	0	100	0
SLEqp_04	43542	43542	32704	59744	0	0	1480	0
SLEqp_05	43542	43542	11000	11000	12852	12852	0	540
SLEqp_06	44742	44742	7800	7800	0	0	0	0

progettazione ati:

VIADOTTO METAURO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

SLEqp_07	43542	43542	11000	11000	5236	5236	0	220
SLEqp_08	43542	43542	12820	13940	0	0	100	0
SLEqp_09	43542	43542	11000	11000	0	0	0	0
SLEqp_10	43542	43542	11000	11000	12852	12852	0	540
SLEqp_16	39392	39392	12260	39300	0	0	1100	0
SLEqp_17	44742	44742	7800	7800	0	0	0	0
SLEqp_18	43542	43542	11000	11000	5236	5236	0	220
SLEqp_19	43542	43542	12820	13940	0	0	100	0
SLEqp_20	43542	43542	34752	61792	0	0	1638	0
SLEqp_21	43542	43542	11000	11000	12852	12852	0	540
SLEqp_22	44742	44742	7800	7800	0	0	0	0
SLEqp_23	43542	43542	11000	11000	5236	5236	0	220
SLEqp_24	43542	43542	12820	13940	0	0	100	0
SLEqp_25	43542	43542	11000	11000	0	0	0	0
SLEqp_26	43542	43542	11000	11000	12852	12852	0	540

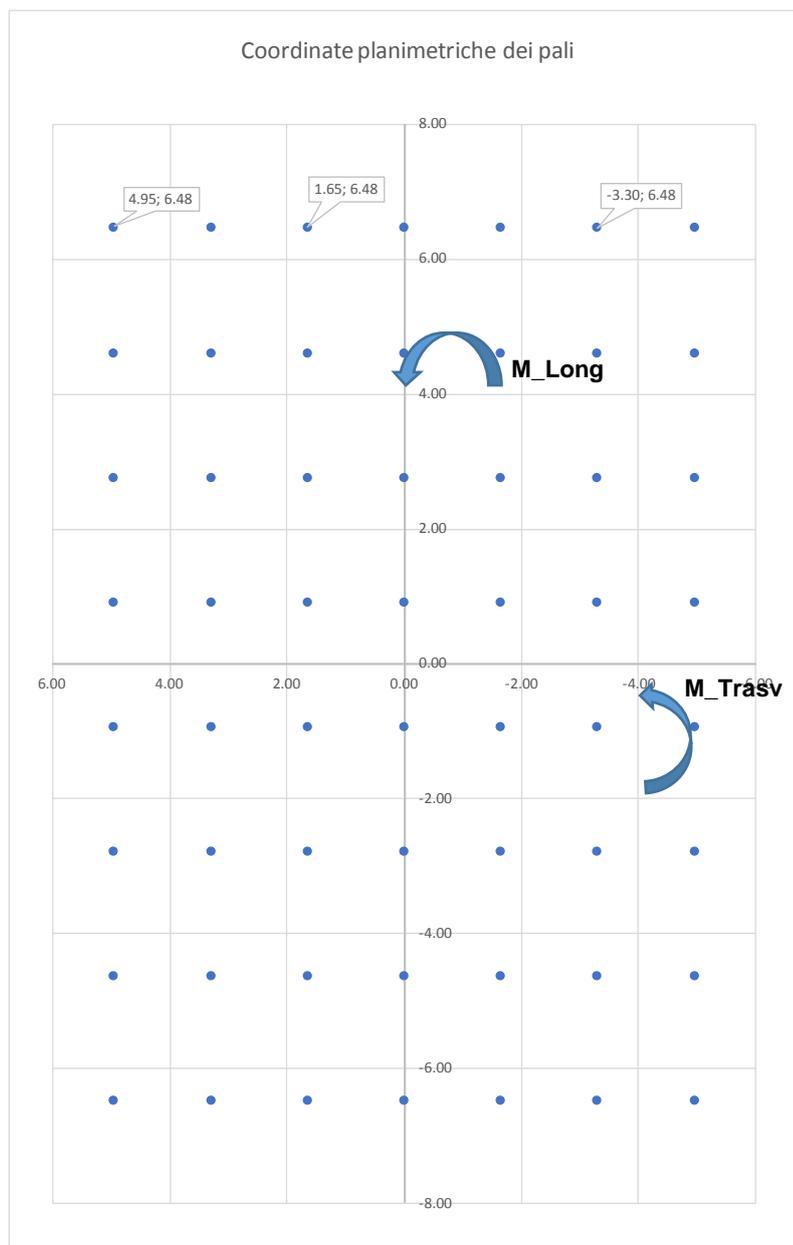
progettazione ati:

10.2 Dettagli palificata

10.2.1 Schema e disposizione dei pali

Di seguito uno schema grafico della disposizione in pianta dei pali e relativa numerazione. La numerazione inizia (n. 1) dal primo palo con ascissa X (orizzontale) maggiore e ordinata Y (verticale) maggiore e procede da sinistra verso destra lungo la prima riga, la seconda, la terza e via di seguito, fino all'ultimo palo con entrambe le coordinate X, Y negative.

La palificata consta di: 56 pali con passo 1.65 m // all'asse tracciato e passo 1.85 m trasversalmente all'asse tracciato.



progettazione ati:

10.2.2 Massime sollecitazioni sulla palificata (pila 1 e 2)

Si riportano di seguito le sollecitazioni, riferite al baricentro della palificata, che maggiormente cementano in compressione, trazione e taglio i pali di estremità, per le combinazioni di carico più significative considerate (SLU, SLV, SLE).

Comb.	MIN N _{Ed_tot} [kN]	MAX N _{Ed_tot} [kN]	MIN M _{Ed_trasv_tot} [kNm]	MAX M _{Ed_trasv_tot} [kNm]	MIN M _{long_tot} [kNm]	MAX M _{long_tot} [kNm]	H _{trasm_tot} [kN]	H _{long_tot} [kN]
SLU ^(*)	58722	58722	47406	87966	11567	11567	2220	486
SLU ^(**)	51488	51488	32386	56722	18063	18063	1332	810
SLV (N _{max})	-	40192	49980	49980	98666	98666	2100	6880
SLV (N _{min})	37792	-	49980	49980	98666	98666	2100	6880
SLE-rara	43542	43542	34752	61792	7711	7711	1638	324
SLE-frequente	43542	43542	32704	59744	7711	7711	1480	324
SLE-quasi permanente	43542	43542	34752	61792	0	0	1638	0

(*) Combinazione di carico SLU che dà il massimo valore di compressione assiale (Pi) sul palo della palificata.

(**) Combinazione di carico che dà il massimo valore di azione di taglio SLU longitudinale (H) sul palo della palificata.

10.2.3 Massime sollecitazione su palo maggiormente cementato

Palificata con numero di pali pari a: $N_{\text{pali}} = 56$
 Interasse palificata (dir. y-y): $i_y = 1.85$ m (trasversalmente ad asse tracciato)
 Interasse palificata (dir. x-x): $i_x = 1.65$ m (parallelamente ad asse tracciato)

SVL (N_{max} e M_{max}) (sisma longitudinale 100% + sisma trasversale 30%)

Combinazione di riferimento: **SLV_03b**
 Massimo carico assiale su palo (SLV): $P_{i,\text{max}} = 1840.2$ kN
 Minimo carico assiale su palo (SLV): $P_{i,\text{min}} = -404.8$ kN (trazione)
 Taglio massimo su palo (SLV): $V_{i,\text{max}} = 168.9$ kN

SLV (N_{min} e M_{max}) (sisma longitudinale 100% + sisma trasversale 30%)

Combinazione di riferimento: **SLV_03b**
 Massimo carico assiale su palo (SLV): $P_{i,\text{max}} = 1797.3$ kN
 Minimo carico assiale su palo (SLV): $P_{i,\text{min}} = -447.6$ kN (trazione)
 Taglio massimo su palo (SLV): $V_{i,\text{max}} = 168.9$ kN

progettazione ati:

SLU

Combinazione di riferimento

SLU_04

Massimo carico assiale su palo (SLU)

$P_{i,max} = 1708.5$ kN

Minimo carico assiale su palo (SLU):

$P_{i,min} = 388.7$ kN (compressione)

Taglio su palo (SLU):

$V_{i,max} = 40.6$ kN

SLE-rara

Combinazione di riferimento

SLEr_20

Massimo carico assiale (SLE-rara)

$P_{i,rara,max} = 1237.8$ kN

Minimo carico assiale su palo (SLE-rara)

$P_{i,rara,min} = 544.5$ kN (compressione)

Taglio massimo su palo (SLE-rara)

$V_{i,rara,max} = 29.8$ kN

SLE-frequente

Combinazione di riferimento

SLEf_04

Massimo carico assiale (SLE-freq)

$P_{i,freq,max} = 1224.6$ kN

Minimo carico assiale su palo (SLE-freq)

$P_{i,freq,min} = 330.5$ kN (compressione)

Taglio massimo su palo (SLE-freq)

$V_{i,freq,max} = 27.1$ kN

SLE-quasi permanente

Combinazione di riferimento

SLEqp_20

Massimo carico assiale (SLE-qperm)

$P_{i,qperm,max} = 1175.2$ kN

Minimo carico assiale su palo (SLE-qperm)

$P_{i,qperm,min} = 379.9$ kN (compressione)

Taglio massimo su palo (SLE-qperm)

$V_{i,qperm,max} = 29.2$ kN

progettazione ati:

10.2.4 Sollecitazioni sui pali (comb. SLU)

NOTA: Valori di Pi (VIII colonna) positivi devono intendersi come compressioni, valori negativi come trazioni.

PALO	X_i [m]	Y_i [m]	X_i^2	Y_i^2	X_i/Y_i	Y_i/L_x	Pi [kN]								
1	4.95	6.48	24.50	41.93	0.01	0.0064	1708.5	31	1.65	-0.93	2.72	0.86	0.00	-0.0009	999.0
2	3.30	6.48	10.89	41.93	0.01	0.0064	1677.3	32	0.00	-0.93	0.00	0.86	0.00	-0.0009	967.7
3	1.65	6.48	2.72	41.93	0.00	0.0064	1646.0	33	-1.65	-0.93	2.72	0.86	0.00	-0.0009	936.4
4	0.00	6.48	0.00	41.93	0.00	0.0064	1614.7	34	-3.30	-0.93	10.89	0.86	-0.01	-0.0009	905.1
5	-1.65	6.48	2.72	41.93	0.00	0.0064	1583.4	35	-4.95	-0.93	24.50	0.86	-0.01	-0.0009	873.8
6	-3.30	6.48	10.89	41.93	-0.01	0.0064	1552.1	36	4.95	-2.78	24.50	7.70	0.01	-0.0028	899.9
7	-4.95	6.48	24.50	41.93	-0.01	0.0064	1520.8	37	3.30	-2.78	10.89	7.70	0.01	-0.0028	868.6
8	4.95	4.63	24.50	21.39	0.01	0.0046	1546.8	38	1.65	-2.78	2.72	7.70	0.00	-0.0028	837.3
9	3.30	4.63	10.89	21.39	0.01	0.0046	1515.5	39	0.00	-2.78	0.00	7.70	0.00	-0.0028	806.0
10	1.65	4.63	2.72	21.39	0.00	0.0046	1484.2	40	-1.65	-2.78	2.72	7.70	0.00	-0.0028	774.7
11	0.00	4.63	0.00	21.39	0.00	0.0046	1452.9	41	-3.30	-2.78	10.89	7.70	-0.01	-0.0028	743.4
12	-1.65	4.63	2.72	21.39	0.00	0.0046	1421.6	42	-4.95	-2.78	24.50	7.70	-0.01	-0.0028	712.1
13	-3.30	4.63	10.89	21.39	-0.01	0.0046	1390.3	43	4.95	-4.63	24.50	21.39	0.01	-0.0046	738.2
14	-4.95	4.63	24.50	21.39	-0.01	0.0046	1359.0	44	3.30	-4.63	10.89	21.39	0.01	-0.0046	706.9
15	4.95	2.78	24.50	7.70	0.01	0.0028	1385.1	45	1.65	-4.63	2.72	21.39	0.00	-0.0046	675.6
16	3.30	2.78	10.89	7.70	0.01	0.0028	1353.8	46	0.00	-4.63	0.00	21.39	0.00	-0.0046	644.3
17	1.65	2.78	2.72	7.70	0.00	0.0028	1322.5	47	-1.65	-4.63	2.72	21.39	0.00	-0.0046	613.0
18	0.00	2.78	0.00	7.70	0.00	0.0028	1291.2	48	-3.30	-4.63	10.89	21.39	-0.01	-0.0046	581.7
19	-1.65	2.78	2.72	7.70	0.00	0.0028	1259.9	49	-4.95	-4.63	24.50	21.39	-0.01	-0.0046	550.4
20	-3.30	2.78	10.89	7.70	-0.01	0.0028	1228.6	50	4.95	-6.48	24.50	41.93	0.01	-0.0064	576.4
21	-4.95	2.78	24.50	7.70	-0.01	0.0028	1197.3	51	3.30	-6.48	10.89	41.93	0.01	-0.0064	545.1
22	4.95	0.93	24.50	0.86	0.01	0.0009	1223.4	52	1.65	-6.48	2.72	41.93	0.00	-0.0064	513.8
23	3.30	0.93	10.89	0.86	0.01	0.0009	1192.1	53	0.00	-6.48	0.00	41.93	0.00	-0.0064	482.5
24	1.65	0.93	2.72	0.86	0.00	0.0009	1160.8	54	-1.65	-6.48	2.72	41.93	0.00	-0.0064	451.2
25	0.00	0.93	0.00	0.86	0.00	0.0009	1129.5	55	-3.30	-6.48	10.89	41.93	-0.01	-0.0064	419.9
26	-1.65	0.93	2.72	0.86	0.00	0.0009	1098.2	56	-4.95	-6.48	24.50	41.93	-0.01	-0.0064	388.7
27	-3.30	0.93	10.89	0.86	-0.01	0.0009	1066.9	57			0.00	0.00	0.00	0.0000	388.7
28	-4.95	0.93	24.50	0.86	-0.01	0.0009	1035.6	58			0.00	0.00	0.00	0.0000	388.7
29	4.95	-0.93	24.50	0.86	0.01	-0.0009	1061.6	59			0.00	0.00	0.00	0.0000	388.7
30	3.30	-0.93	10.89	0.86	0.01	-0.0009	1030.3	60			0.00	0.00	0.00	0.0000	388.7

progettazione ati:

10.2.5 Sollecitazioni sui pali (comb. SLV, N_{max})

NOTA: Valori di Pi (VIII colonna) positivi devono intendersi come compressioni, valori negativi come trazioni.

PALO	X_i [m]	Y_i [m]	X_i^2	Y_i^2	X_i/Y_i	Y_i/L_x	Pi [kN]								
1	4.95	6.48	24.50	41.93	0.01	0.0064	1840.2	31	1.65	-0.93	2.72	0.86	0.00	-0.0009	938.7
2	3.30	6.48	10.89	41.93	0.01	0.0064	1573.2	32	0.00	-0.93	0.00	0.86	0.00	-0.0009	671.8
3	1.65	6.48	2.72	41.93	0.00	0.0064	1306.3	33	-1.65	-0.93	2.72	0.86	0.00	-0.0009	404.8
4	0.00	6.48	0.00	41.93	0.00	0.0064	1039.3	34	-3.30	-0.93	10.89	0.86	-0.01	-0.0009	137.9
5	-1.65	6.48	2.72	41.93	0.00	0.0064	772.4	35	-4.95	-0.93	24.50	0.86	-0.01	-0.0009	-129.1
6	-3.30	6.48	10.89	41.93	-0.01	0.0064	505.4	36	4.95	-2.78	24.50	7.70	0.01	-0.0028	1380.7
7	-4.95	6.48	24.50	41.93	-0.01	0.0064	238.5	37	3.30	-2.78	10.89	7.70	0.01	-0.0028	1113.8
8	4.95	4.63	24.50	21.39	0.01	0.0046	1748.3	38	1.65	-2.78	2.72	7.70	0.00	-0.0028	846.8
9	3.30	4.63	10.89	21.39	0.01	0.0046	1481.4	39	0.00	-2.78	0.00	7.70	0.00	-0.0028	579.9
10	1.65	4.63	2.72	21.39	0.00	0.0046	1214.4	40	-1.65	-2.78	2.72	7.70	0.00	-0.0028	312.9
11	0.00	4.63	0.00	21.39	0.00	0.0046	947.4	41	-3.30	-2.78	10.89	7.70	-0.01	-0.0028	46.0
12	-1.65	4.63	2.72	21.39	0.00	0.0046	680.5	42	-4.95	-2.78	24.50	7.70	-0.01	-0.0028	-221.0
13	-3.30	4.63	10.89	21.39	-0.01	0.0046	413.5	43	4.95	-4.63	24.50	21.39	0.01	-0.0046	1288.8
14	-4.95	4.63	24.50	21.39	-0.01	0.0046	146.6	44	3.30	-4.63	10.89	21.39	0.01	-0.0046	1021.9
15	4.95	2.78	24.50	7.70	0.01	0.0028	1656.4	45	1.65	-4.63	2.72	21.39	0.00	-0.0046	754.9
16	3.30	2.78	10.89	7.70	0.01	0.0028	1389.5	46	0.00	-4.63	0.00	21.39	0.00	-0.0046	488.0
17	1.65	2.78	2.72	7.70	0.00	0.0028	1122.5	47	-1.65	-4.63	2.72	21.39	0.00	-0.0046	221.0
18	0.00	2.78	0.00	7.70	0.00	0.0028	855.6	48	-3.30	-4.63	10.89	21.39	-0.01	-0.0046	-45.9
19	-1.65	2.78	2.72	7.70	0.00	0.0028	588.6	49	-4.95	-4.63	24.50	21.39	-0.01	-0.0046	-312.9
20	-3.30	2.78	10.89	7.70	-0.01	0.0028	321.6	50	4.95	-6.48	24.50	41.93	0.01	-0.0064	1197.0
21	-4.95	2.78	24.50	7.70	-0.01	0.0028	54.7	51	3.30	-6.48	10.89	41.93	0.01	-0.0064	930.0
22	4.95	0.93	24.50	0.86	0.01	0.0009	1564.5	52	1.65	-6.48	2.72	41.93	0.00	-0.0064	663.0
23	3.30	0.93	10.89	0.86	0.01	0.0009	1297.6	53	0.00	-6.48	0.00	41.93	0.00	-0.0064	396.1
24	1.65	0.93	2.72	0.86	0.00	0.0009	1030.6	54	-1.65	-6.48	2.72	41.93	0.00	-0.0064	129.1
25	0.00	0.93	0.00	0.86	0.00	0.0009	763.7	55	-3.30	-6.48	10.89	41.93	-0.01	-0.0064	-137.8
26	-1.65	0.93	2.72	0.86	0.00	0.0009	496.7	56	-4.95	-6.48	24.50	41.93	-0.01	-0.0064	-404.8
27	-3.30	0.93	10.89	0.86	-0.01	0.0009	229.8	57	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	-404.8
28	-4.95	0.93	24.50	0.86	-0.01	0.0009	-37.2	58	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	-404.8
29	4.95	-0.93	24.50	0.86	0.01	-0.0009	1472.6	59	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	-404.8
30	3.30	-0.93	10.89	0.86	0.01	-0.0009	1205.7	60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	-404.8

progettazione ati:

10.2.6 Sollecitazioni sui pali (comb. SLV, N_{min})

NOTA: Valori di Pi (VIII colonna) positivi devono intendersi come compressioni, valori negativi come trazioni.

PALO	X_i [m]	Y_i [m]	X_i^2	Y_i^2	X_i/Y_i	Y_i/L_x	Pi [kN]								
1	4.95	6.48	24.50	41.93	0.01	0.0064	1797.3	31	1.65	-0.93	2.72	0.86	0.00	-0.0009	895.9
2	3.30	6.48	10.89	41.93	0.01	0.0064	1530.4	32	0.00	-0.93	0.00	0.86	0.00	-0.0009	628.9
3	1.65	6.48	2.72	41.93	0.00	0.0064	1263.4	33	-1.65	-0.93	2.72	0.86	0.00	-0.0009	362.0
4	0.00	6.48	0.00	41.93	0.00	0.0064	996.5	34	-3.30	-0.93	10.89	0.86	-0.01	-0.0009	95.0
5	-1.65	6.48	2.72	41.93	0.00	0.0064	729.5	35	-4.95	-0.93	24.50	0.86	-0.01	-0.0009	-172.0
6	-3.30	6.48	10.89	41.93	-0.01	0.0064	462.6	36	4.95	-2.78	24.50	7.70	0.01	-0.0028	1337.9
7	-4.95	6.48	24.50	41.93	-0.01	0.0064	195.6	37	3.30	-2.78	10.89	7.70	0.01	-0.0028	1070.9
8	4.95	4.63	24.50	21.39	0.01	0.0046	1705.5	38	1.65	-2.78	2.72	7.70	0.00	-0.0028	804.0
9	3.30	4.63	10.89	21.39	0.01	0.0046	1438.5	39	0.00	-2.78	0.00	7.70	0.00	-0.0028	537.0
10	1.65	4.63	2.72	21.39	0.00	0.0046	1171.5	40	-1.65	-2.78	2.72	7.70	0.00	-0.0028	270.1
11	0.00	4.63	0.00	21.39	0.00	0.0046	904.6	41	-3.30	-2.78	10.89	7.70	-0.01	-0.0028	3.1
12	-1.65	4.63	2.72	21.39	0.00	0.0046	637.6	42	-4.95	-2.78	24.50	7.70	-0.01	-0.0028	-263.8
13	-3.30	4.63	10.89	21.39	-0.01	0.0046	370.7	43	4.95	-4.63	24.50	21.39	0.01	-0.0046	1246.0
14	-4.95	4.63	24.50	21.39	-0.01	0.0046	103.7	44	3.30	-4.63	10.89	21.39	0.01	-0.0046	979.0
15	4.95	2.78	24.50	7.70	0.01	0.0028	1613.6	45	1.65	-4.63	2.72	21.39	0.00	-0.0046	712.1
16	3.30	2.78	10.89	7.70	0.01	0.0028	1346.6	46	0.00	-4.63	0.00	21.39	0.00	-0.0046	445.1
17	1.65	2.78	2.72	7.70	0.00	0.0028	1079.6	47	-1.65	-4.63	2.72	21.39	0.00	-0.0046	178.2
18	0.00	2.78	0.00	7.70	0.00	0.0028	812.7	48	-3.30	-4.63	10.89	21.39	-0.01	-0.0046	-88.8
19	-1.65	2.78	2.72	7.70	0.00	0.0028	545.7	49	-4.95	-4.63	24.50	21.39	-0.01	-0.0046	-355.7
20	-3.30	2.78	10.89	7.70	-0.01	0.0028	278.8	50	4.95	-6.48	24.50	41.93	0.01	-0.0064	1154.1
21	-4.95	2.78	24.50	7.70	-0.01	0.0028	11.8	51	3.30	-6.48	10.89	41.93	0.01	-0.0064	887.1
22	4.95	0.93	24.50	0.86	0.01	0.0009	1521.7	52	1.65	-6.48	2.72	41.93	0.00	-0.0064	620.2
23	3.30	0.93	10.89	0.86	0.01	0.0009	1254.7	53	0.00	-6.48	0.00	41.93	0.00	-0.0064	353.2
24	1.65	0.93	2.72	0.86	0.00	0.0009	987.8	54	-1.65	-6.48	2.72	41.93	0.00	-0.0064	86.3
25	0.00	0.93	0.00	0.86	0.00	0.0009	720.8	55	-3.30	-6.48	10.89	41.93	-0.01	-0.0064	-180.7
26	-1.65	0.93	2.72	0.86	0.00	0.0009	453.8	56	-4.95	-6.48	24.50	41.93	-0.01	-0.0064	-447.6
27	-3.30	0.93	10.89	0.86	-0.01	0.0009	186.9	57	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	-447.6
28	-4.95	0.93	24.50	0.86	-0.01	0.0009	-80.1	58	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	-447.6
29	4.95	-0.93	24.50	0.86	0.01	-0.0009	1429.8	59	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	-447.6
30	3.30	-0.93	10.89	0.86	0.01	-0.0009	1162.8	60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	-447.6

progettazione ati:

10.2.7 Sollecitazioni sui pali (comb. SLE-rara)

NOTA: Valori di Pi (VIII colonna) positivi devono intendersi come compressioni, valori negativi come trazioni.

PALO	X_i [m]	Y_i [m]	X_i^2	Y_i^2	X_i/Y_i	Y_i/L_x	Pi [kN]								
1	4.95	6.48	24.50	41.93	0.01	0.0064	1237.8	31	1.65	-0.93	2.72	0.86	0.00	-0.0009	741.6
2	3.30	6.48	10.89	41.93	0.01	0.0064	1216.9	32	0.00	-0.93	0.00	0.86	0.00	-0.0009	720.7
3	1.65	6.48	2.72	41.93	0.00	0.0064	1196.0	33	-1.65	-0.93	2.72	0.86	0.00	-0.0009	699.9
4	0.00	6.48	0.00	41.93	0.00	0.0064	1175.2	34	-3.30	-0.93	10.89	0.86	-0.01	-0.0009	679.0
5	-1.65	6.48	2.72	41.93	0.00	0.0064	1154.3	35	-4.95	-0.93	24.50	0.86	-0.01	-0.0009	658.1
6	-3.30	6.48	10.89	41.93	-0.01	0.0064	1133.4	36	4.95	-2.78	24.50	7.70	0.01	-0.0028	669.7
7	-4.95	6.48	24.50	41.93	-0.01	0.0064	1112.6	37	3.30	-2.78	10.89	7.70	0.01	-0.0028	648.9
8	4.95	4.63	24.50	21.39	0.01	0.0046	1124.1	38	1.65	-2.78	2.72	7.70	0.00	-0.0028	628.0
9	3.30	4.63	10.89	21.39	0.01	0.0046	1103.3	39	0.00	-2.78	0.00	7.70	0.00	-0.0028	607.1
10	1.65	4.63	2.72	21.39	0.00	0.0046	1082.4	40	-1.65	-2.78	2.72	7.70	0.00	-0.0028	586.3
11	0.00	4.63	0.00	21.39	0.00	0.0046	1061.6	41	-3.30	-2.78	10.89	7.70	-0.01	-0.0028	565.4
12	-1.65	4.63	2.72	21.39	0.00	0.0046	1040.7	42	-4.95	-2.78	24.50	7.70	-0.01	-0.0028	544.5
13	-3.30	4.63	10.89	21.39	-0.01	0.0046	1019.8	43	4.95	-4.63	24.50	21.39	0.01	-0.0046	556.1
14	-4.95	4.63	24.50	21.39	-0.01	0.0046	999.0	44	3.30	-4.63	10.89	21.39	0.01	-0.0046	535.2
15	4.95	2.78	24.50	7.70	0.01	0.0028	1010.5	45	1.65	-4.63	2.72	21.39	0.00	-0.0046	514.4
16	3.30	2.78	10.89	7.70	0.01	0.0028	989.7	46	0.00	-4.63	0.00	21.39	0.00	-0.0046	493.5
17	1.65	2.78	2.72	7.70	0.00	0.0028	968.8	47	-1.65	-4.63	2.72	21.39	0.00	-0.0046	472.7
18	0.00	2.78	0.00	7.70	0.00	0.0028	947.9	48	-3.30	-4.63	10.89	21.39	-0.01	-0.0046	451.8
19	-1.65	2.78	2.72	7.70	0.00	0.0028	927.1	49	-4.95	-4.63	24.50	21.39	-0.01	-0.0046	430.9
20	-3.30	2.78	10.89	7.70	-0.01	0.0028	906.2	50	4.95	-6.48	24.50	41.93	0.01	-0.0064	442.5
21	-4.95	2.78	24.50	7.70	-0.01	0.0028	885.4	51	3.30	-6.48	10.89	41.93	0.01	-0.0064	421.6
22	4.95	0.93	24.50	0.86	0.01	0.0009	896.9	52	1.65	-6.48	2.72	41.93	0.00	-0.0064	400.8
23	3.30	0.93	10.89	0.86	0.01	0.0009	876.1	53	0.00	-6.48	0.00	41.93	0.00	-0.0064	379.9
24	1.65	0.93	2.72	0.86	0.00	0.0009	855.2	54	-1.65	-6.48	2.72	41.93	0.00	-0.0064	359.0
25	0.00	0.93	0.00	0.86	0.00	0.0009	834.3	55	-3.30	-6.48	10.89	41.93	-0.01	-0.0064	338.2
26	-1.65	0.93	2.72	0.86	0.00	0.0009	813.5	56	-4.95	-6.48	24.50	41.93	-0.01	-0.0064	317.3
27	-3.30	0.93	10.89	0.86	-0.01	0.0009	792.6	57	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	317.3
28	-4.95	0.93	24.50	0.86	-0.01	0.0009	771.7	58	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	317.3
29	4.95	-0.93	24.50	0.86	0.01	-0.0009	783.3	59	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	317.3
30	3.30	-0.93	10.89	0.86	0.01	-0.0009	762.5	60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	317.3

progettazione ati:

10.2.8 Sollecitazioni sui pali (comb. SLE-frequente)

NOTA: Valori di Pi (VIII colonna) positivi devono intendersi come compressioni, valori negativi come trazioni.

PALO	X_i [m]	Y_i [m]	X_i^2	Y_i^2	X_i/Y_i	Y_i/L_x	Pi [kN]								
1	4.95	6.48	24.50	41.93	0.01	0.0064	1224.6								
2	3.30	6.48	10.89	41.93	0.01	0.0064	1203.7	31	1.65	-0.93	2.72	0.86	0.00	-0.0009	743.5
3	1.65	6.48	2.72	41.93	0.00	0.0064	1182.9	32	0.00	-0.93	0.00	0.86	0.00	-0.0009	722.6
4	0.00	6.48	0.00	41.93	0.00	0.0064	1162.0	33	-1.65	-0.93	2.72	0.86	0.00	-0.0009	701.7
5	-1.65	6.48	2.72	41.93	0.00	0.0064	1141.1	34	-3.30	-0.93	10.89	0.86	-0.01	-0.0009	680.9
6	-3.30	6.48	10.89	41.93	-0.01	0.0064	1120.3	35	-4.95	-0.93	24.50	0.86	-0.01	-0.0009	660.0
7	-4.95	6.48	24.50	41.93	-0.01	0.0064	1099.4	36	4.95	-2.78	24.50	7.70	0.01	-0.0028	675.4
8	4.95	4.63	24.50	21.39	0.01	0.0046	1114.7	37	3.30	-2.78	10.89	7.70	0.01	-0.0028	654.5
9	3.30	4.63	10.89	21.39	0.01	0.0046	1093.9	38	1.65	-2.78	2.72	7.70	0.00	-0.0028	633.6
10	1.65	4.63	2.72	21.39	0.00	0.0046	1073.0	39	0.00	-2.78	0.00	7.70	0.00	-0.0028	612.8
11	0.00	4.63	0.00	21.39	0.00	0.0046	1052.1	40	-1.65	-2.78	2.72	7.70	0.00	-0.0028	591.9
12	-1.65	4.63	2.72	21.39	0.00	0.0046	1031.3	41	-3.30	-2.78	10.89	7.70	-0.01	-0.0028	571.0
13	-3.30	4.63	10.89	21.39	-0.01	0.0046	1010.4	42	-4.95	-2.78	24.50	7.70	-0.01	-0.0028	550.2
14	-4.95	4.63	24.50	21.39	-0.01	0.0046	989.6	43	4.95	-4.63	24.50	21.39	0.01	-0.0046	565.5
15	4.95	2.78	24.50	7.70	0.01	0.0028	1004.9	44	3.30	-4.63	10.89	21.39	0.01	-0.0046	544.7
16	3.30	2.78	10.89	7.70	0.01	0.0028	984.0	45	1.65	-4.63	2.72	21.39	0.00	-0.0046	523.8
17	1.65	2.78	2.72	7.70	0.00	0.0028	963.2	46	0.00	-4.63	0.00	21.39	0.00	-0.0046	502.9
18	0.00	2.78	0.00	7.70	0.00	0.0028	942.3	47	-1.65	-4.63	2.72	21.39	0.00	-0.0046	482.1
19	-1.65	2.78	2.72	7.70	0.00	0.0028	921.4	48	-3.30	-4.63	10.89	21.39	-0.01	-0.0046	461.2
20	-3.30	2.78	10.89	7.70	-0.01	0.0028	900.6	49	-4.95	-4.63	24.50	21.39	-0.01	-0.0046	440.3
21	-4.95	2.78	24.50	7.70	-0.01	0.0028	879.7	50	4.95	-6.48	24.50	41.93	0.01	-0.0064	455.7
22	4.95	0.93	24.50	0.86	0.01	0.0009	895.0	51	3.30	-6.48	10.89	41.93	0.01	-0.0064	434.8
23	3.30	0.93	10.89	0.86	0.01	0.0009	874.2	52	1.65	-6.48	2.72	41.93	0.00	-0.0064	413.9
24	1.65	0.93	2.72	0.86	0.00	0.0009	853.3	53	0.00	-6.48	0.00	41.93	0.00	-0.0064	393.1
25	0.00	0.93	0.00	0.86	0.00	0.0009	832.5	54	-1.65	-6.48	2.72	41.93	0.00	-0.0064	372.2
26	-1.65	0.93	2.72	0.86	0.00	0.0009	811.6	55	-3.30	-6.48	10.89	41.93	-0.01	-0.0064	351.4
27	-3.30	0.93	10.89	0.86	-0.01	0.0009	790.7	56	-4.95	-6.48	24.50	41.93	-0.01	-0.0064	330.5
28	-4.95	0.93	24.50	0.86	-0.01	0.0009	769.9	57	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	330.5
29	4.95	-0.93	24.50	0.86	0.01	-0.0009	785.2	58	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	330.5
30	3.30	-0.93	10.89	0.86	0.01	-0.0009	764.3	59	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	330.5
								60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	330.5

progettazione ati:

10.2.9 Sollecitazioni sui pali (comb. SLE-quasi permanente)

NOTA: Valori di Pi (VIII colonna) positivi devono intendersi come compressioni, valori negativi come trazioni.

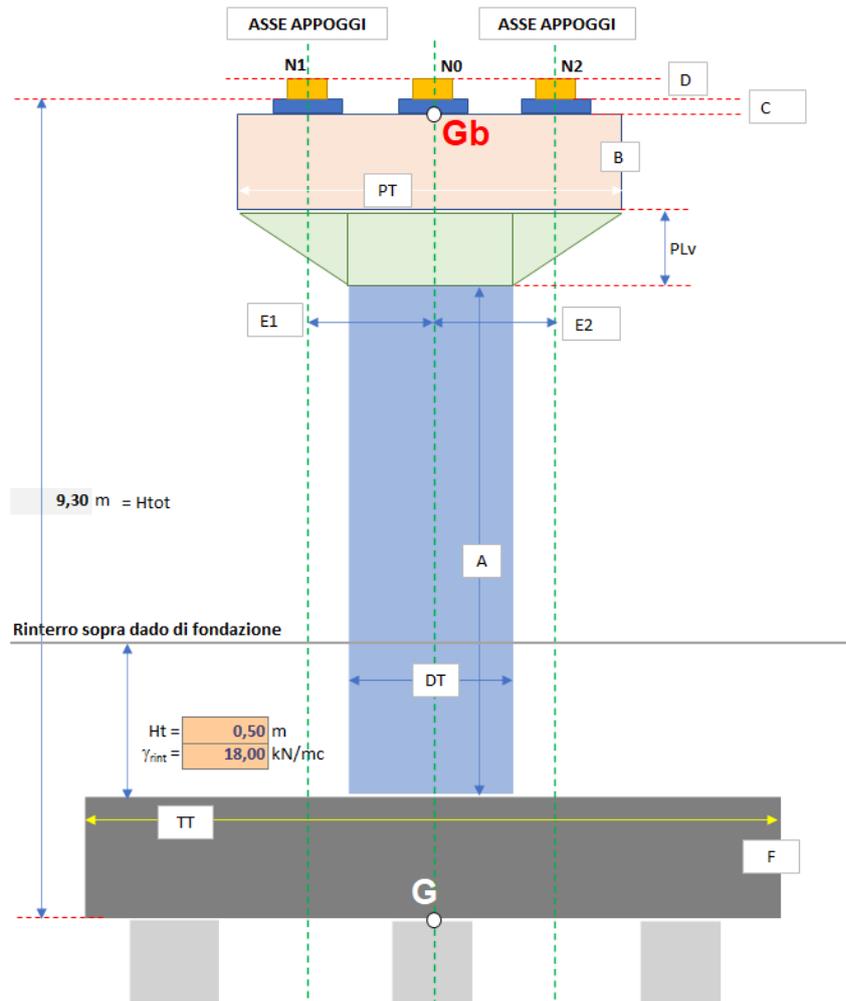
PALO	Xi [m]	Yi [m]	Xi ²	Yi ²	Xi/Yi	Yi/Lx	Xi/Ly	Pi [kN]								
1	4.95	6.48	24.50	41.93	0.01	0.0064	1175.2		31	1.65	-0.93	2.72	0.86	0.00	-0.0009	720.7
2	3.30	6.48	10.89	41.93	0.01	0.0064	1175.2		32	0.00	-0.93	0.00	0.86	0.00	-0.0009	720.7
3	1.65	6.48	2.72	41.93	0.00	0.0064	1175.2		33	-1.65	-0.93	2.72	0.86	0.00	-0.0009	720.7
4	0.00	6.48	0.00	41.93	0.00	0.0064	1175.2		34	-3.30	-0.93	10.89	0.86	-0.01	-0.0009	720.7
5	-1.65	6.48	2.72	41.93	0.00	0.0064	1175.2		35	-4.95	-0.93	24.50	0.86	-0.01	-0.0009	720.7
6	-3.30	6.48	10.89	41.93	-0.01	0.0064	1175.2		36	4.95	-2.78	24.50	7.70	0.01	-0.0028	607.1
7	-4.95	6.48	24.50	41.93	-0.01	0.0064	1175.2		37	3.30	-2.78	10.89	7.70	0.01	-0.0028	607.1
8	4.95	4.63	24.50	21.39	0.01	0.0046	1061.6		38	1.65	-2.78	2.72	7.70	0.00	-0.0028	607.1
9	3.30	4.63	10.89	21.39	0.01	0.0046	1061.6		39	0.00	-2.78	0.00	7.70	0.00	-0.0028	607.1
10	1.65	4.63	2.72	21.39	0.00	0.0046	1061.6		40	-1.65	-2.78	2.72	7.70	0.00	-0.0028	607.1
11	0.00	4.63	0.00	21.39	0.00	0.0046	1061.6		41	-3.30	-2.78	10.89	7.70	-0.01	-0.0028	607.1
12	-1.65	4.63	2.72	21.39	0.00	0.0046	1061.6		42	-4.95	-2.78	24.50	7.70	-0.01	-0.0028	607.1
13	-3.30	4.63	10.89	21.39	-0.01	0.0046	1061.6		43	4.95	-4.63	24.50	21.39	0.01	-0.0046	493.5
14	-4.95	4.63	24.50	21.39	-0.01	0.0046	1061.6		44	3.30	-4.63	10.89	21.39	0.01	-0.0046	493.5
15	4.95	2.78	24.50	7.70	0.01	0.0028	947.9		45	1.65	-4.63	2.72	21.39	0.00	-0.0046	493.5
16	3.30	2.78	10.89	7.70	0.01	0.0028	947.9		46	0.00	-4.63	0.00	21.39	0.00	-0.0046	493.5
17	1.65	2.78	2.72	7.70	0.00	0.0028	947.9		47	-1.65	-4.63	2.72	21.39	0.00	-0.0046	493.5
18	0.00	2.78	0.00	7.70	0.00	0.0028	947.9		48	-3.30	-4.63	10.89	21.39	-0.01	-0.0046	493.5
19	-1.65	2.78	2.72	7.70	0.00	0.0028	947.9		49	-4.95	-4.63	24.50	21.39	-0.01	-0.0046	493.5
20	-3.30	2.78	10.89	7.70	-0.01	0.0028	947.9		50	4.95	-6.48	24.50	41.93	0.01	-0.0064	379.9
21	-4.95	2.78	24.50	7.70	-0.01	0.0028	947.9		51	3.30	-6.48	10.89	41.93	0.01	-0.0064	379.9
22	4.95	0.93	24.50	0.86	0.01	0.0009	834.3		52	1.65	-6.48	2.72	41.93	0.00	-0.0064	379.9
23	3.30	0.93	10.89	0.86	0.01	0.0009	834.3		53	0.00	-6.48	0.00	41.93	0.00	-0.0064	379.9
24	1.65	0.93	2.72	0.86	0.00	0.0009	834.3		54	-1.65	-6.48	2.72	41.93	0.00	-0.0064	379.9
25	0.00	0.93	0.00	0.86	0.00	0.0009	834.3		55	-3.30	-6.48	10.89	41.93	-0.01	-0.0064	379.9
26	-1.65	0.93	2.72	0.86	0.00	0.0009	834.3		56	-4.95	-6.48	24.50	41.93	-0.01	-0.0064	379.9
27	-3.30	0.93	10.89	0.86	-0.01	0.0009	834.3		57	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	379.9
28	-4.95	0.93	24.50	0.86	-0.01	0.0009	834.3		58	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	379.9
29	4.95	-0.93	24.50	0.86	0.01	-0.0009	720.7		59	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	379.9
30	3.30	-0.93	10.89	0.86	0.01	-0.0009	720.7		60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	379.9

progettazione ati:

11 GEOMETRIE ELEMENTI STRUTTURALI: PILA 3

11.1 Geometria pila: schemi grafici qualitativi

Schema qualitativo della sezione della pila (asse baggioli) trasversalmente all'asse tracciato. Il numero di appoggi riportato nello schema è puramente indicativo.

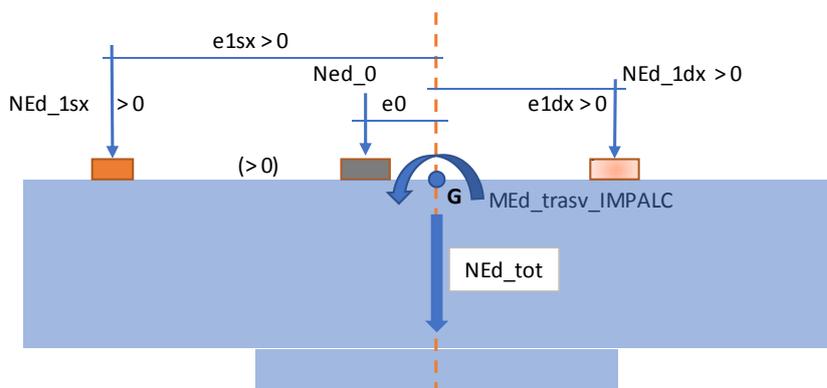


(sezione verticale, trasversale asse appoggi)

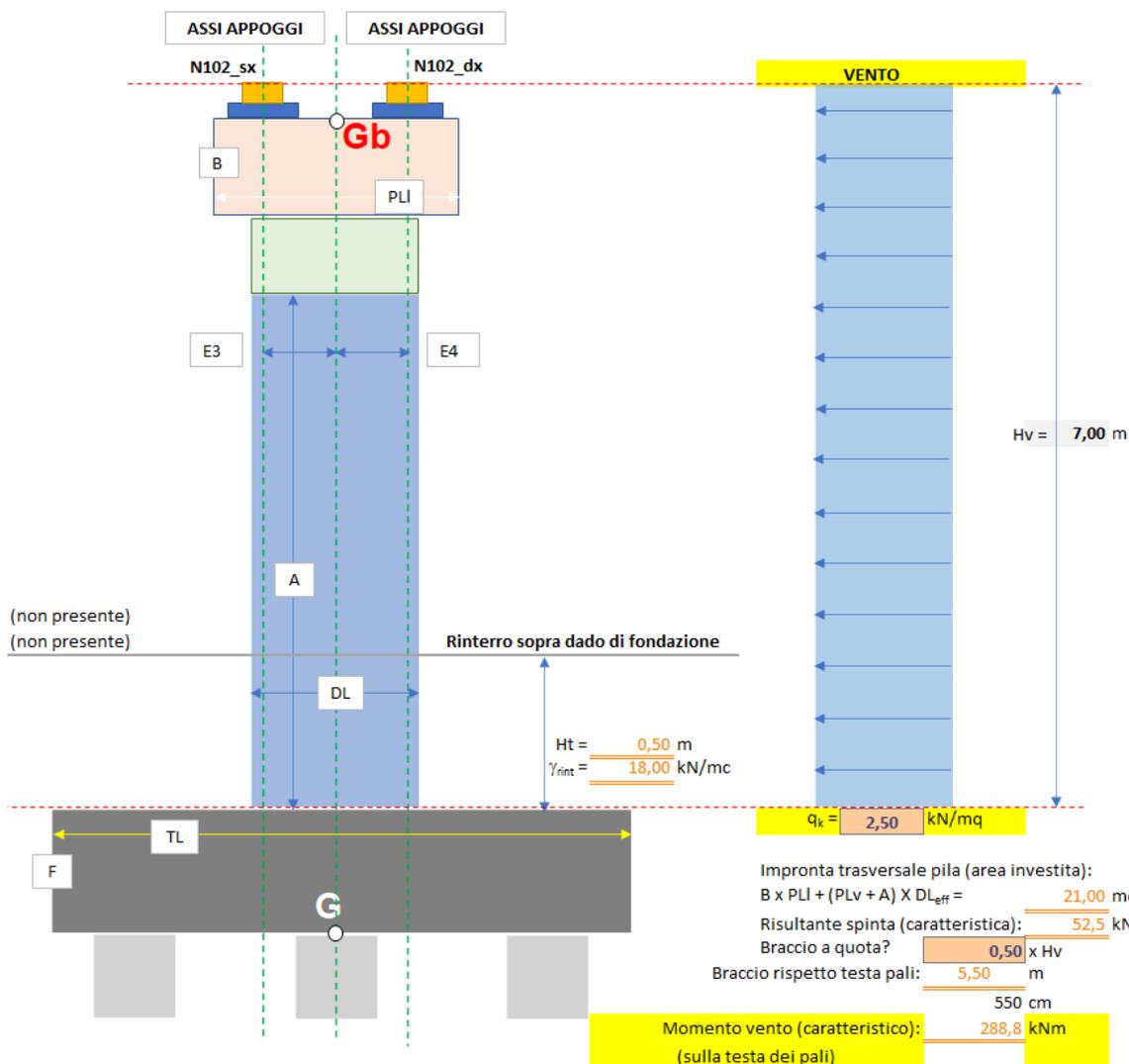
11.1.1 Geometria appoggi

Numero di appoggi (effettivo) per singola fila:	2 (per pila, sopra testa pulvino)
Numero di file:	1 (sopra testa singolo pulvino)
Numero di appoggi:	2 (complessivi sopra singolo pulvino)
Distanza appoggio "1 sx" da baricentro pulvino:	$e1sx = 400 \text{ cm}$
Distanza appoggio "0" (baricentro appoggi lat.):	$e0 = 0 \text{ cm}$ (coincidente con baricentro coppia appoggi)
Distanza appoggio "1 dx" da baricentro pulvino:	$e1dx = 400 \text{ cm}$

progettazione ati:



(Sezione schema qualitativo disposizione appoggi rispetto baricentro pulvino).



(sezione verticale longitudinale, parallela ad asse tracciato)

progettazione ati:

11.1.2 *Dimensioni geometriche pila*

Altezza soletta fondazione:	$F = 200 \text{ cm}$
Altezza canna (fusto pila):	$A = 220 \text{ cm}$
Altezza volume di pulvino a sezione variabile:	$PLv = 338 \text{ cm}$
Altezza volume di pulvino a sezione costante:	$B = 142 \text{ cm}$
Larghezza volume pulvino a sezione costante:	$PT = 1000 \text{ cm}$ (trasversalmente)
Larghezza pulvino a sezione costante:	$PLI = 300 \text{ cm}$ (longitudinalmente, parallelamente all'asse tracciato)
Altezza baggioli (valore medio riferimento):	$C = 30 \text{ cm}$
Altezza apparecchio di appoggio:	$D = 20 \text{ cm}$
Dimensione in pianta baggiolo (dir. trasv.):	$Abt = 130 \text{ cm}$
Dimensione in pianta baggiolo (dir. long.):	$Abl = 130 \text{ cm}$
Distanza baricentro baggioli da baric. testa pali:	$G-Gb = 0 \text{ m}$ (// ad asse tracciato)
Numero complessivo di appoggi/pulvino:	$nb = 2$
Larghezza trasversale canna:	$DT = 450 \text{ cm}$ (sez. di area trasversale equivalente)
Larghezza longitudinale canna:	$DL = 300 \text{ cm}$ (sez. di area longitudinale equivalente)
Larghezza impronta (equivalente) per vento:	$D_{Leff} = 300 \text{ cm}$
Larghezza platea (trasver. asse tracciato):	$TT = 1100 \text{ cm}$
Lunghezza platea (longitud. // asse tracc.):	$TL = 800 \text{ cm}$
Distanza appoggi N1_sx da asse pila:	$Es1 = 400 \text{ cm}$
Distanza appoggi N2_sx da asse pila:	$Es2 = 400 \text{ cm}$
Distanza appoggi N1_dx da asse pila:	$Ed1 = 0 \text{ cm}$ (non presente)
Distanza appoggi N2_dx da asse pila:	$Ed2 = 0 \text{ cm}$ (non presente)
Distanza fila N102_sx da asse pila:	$E3 = 0 \text{ cm}$ (// ad asse tracciato)
Distanza fila N102_dx da asse pila:	$E4 = 0 \text{ cm}$ (// ad asse tracciato)

11.1.3 *Dati geotecnici e sismici dei terreni*

Accelerazione normalizzata:	$a_g/g = 0,225$
Coefficiente amplificazione stratigrafica:	$S_S = 1,174$
Coefficiente amplificazione topografica:	$S_T = 1,200$
Coeff. di riduzione max. accelerazione attesa:	$\beta_m = 1,00$
Peso specifico terreno tal quale:	$\gamma = 18,00$ (valore medio di riferimento)
Angolo di attrito interno terreno:	$\phi = 35^\circ$
Coefficiente orizzontale:	$k_h = \beta_m S_S S_T a_g/g = 0,317$ (NTC2018 p.to 7.11.6.2)
Coefficiente verticale:	$k_v = 0.5k_h = 0,158$ (NTC2018 p.to 7.11.6.2.1)
Altezza terreno di rinterro (platea pila):	$Ht = 0,50 \text{ m}$

progettazione ati:

11.1.4 Distribuzione masse elementi pila

Si considerano i pesi delle masse dei vari elementi strutturali costituenti la pila (ad esclusione delle masse dei pali). Il braccio di tali risultanti viene misurato dal piano orizzontale per il baricentro G (si veda schema alla pagina precedente).

Tipologia elemento pila	Pesi [kN]
Soletta fondazione	$F \times TT \times TL = 176,0$
Canna (fusto pila)	$A \times DT \times DL \times \alpha_{pila} = 28,7$
Pulvino (profilo variabile)	$DT \times DL \times PLv + (PT - DT) \times PLv \times DL \alpha_{pulv_inf} = 64,2$
Pulvino (profilo costante)	$PT \times PLI \times B \times \beta = 42,6$
Baggioli	$nb \times Abt \times Abl \times C = 1,0$
Peso terreno di rinterro (escluso sovraccarico) ^(*)	$(Ht \times TT \times TL \times \gamma_{rint}) - (DT \times DL \times Ht \times \gamma_{cls}) = 623,3$

^(*) L'effetto del rinterro è stato considerato come solo aggravio delle sollecitazioni assiali di compressione sulla palificata.

Coefficiente di ragguaglio sezione fusto pila:	$\alpha_{pila} = 0,967$
Coefficiente di ragguaglio pulvino (parte inf.):	$\alpha_{pulv_inf} = 1,000$
Coefficiente di ragguaglio pulvino (parte sup.):	$\beta = 1,000$
Peso proprio pila (fusto, pulvino, baggioli):	3414 kN
Peso proprio platea cls (escluso pali):	4400 kN
Peso terreno di rinterro:	623 kN
Complessivi verticali (pesi):	N. = 7814 kN (escluso rinterro)
Complessivi verticali (pesi):	N ₊ = 8437 kN (compreso rinterro)

11.1.5 Distribuzione inerzie sismiche

Si considerano le distribuzioni delle masse sismiche delle varie parti strutturali che costituiscono la pila:

Tipologia elemento spalla	Inerzie sismiche (orizzontali) [kN]	Braccio (verticale) [m]	Momenti da piano orizzontale per G [kNm]
Soletta fondazione	1395	1,00	1395
Canna (fusto pila)	227	3,10	705
Pulvino (profilo variabile)	509	5,89	2997
Pulvino (profilo costante)	338	8,29	2799
Baggioli	8	9,15	74

progettazione ati:

Complessivi (orizzontali) inerzie:	$V_{h,1} = 2477 \text{ kN}$
Valore del 30% tagliante in direzione perpend.	$0.30 \times V_{h,2} = 743 \text{ kN}$
Complessivo tagliante sismico:	$V_E = V_{h,1} + 0.30 \times V_{h,2} = 3220 \text{ kN}$
Complessivi momenti (ribaltanti):	$M_{h,1} = 7970 \text{ kNm}$
Valore del 30% momento in direz. perpend.:	$0.30 \times M_{h,2} = 2391 \text{ kNm}$
Complessivo momento sismico allo spiccatto:	$M_E = M_{h,1} + 0.30 \times M_{h,2} = 10360 \text{ kNm}$

11.1.6 Sollecitazioni scaricate dagli impalcati

Altezza estradosso baggioli da quota testa palificata:	9,30 m.
Numero di appoggi per pulvino:	2

Nella tabella a seguire, si è adottata la seguente nomenclatura:

N_{Ed_tot}	scarico complessivo da impalcato su appoggi pulvino pila
$M_{Ed_trasv_IMPALC}$	momento complessivo trasversale per scarichi impalcato su appoggi
H_{trasv_IMPALC}	risultante carichi trasversali su appoggi pulvino pila
H_{long_IMPALC}	risultante carichi longitudinali su appoggi pulvino pila
$M_{Ed_Long_sx/dx}$	risultante momenti file baggioli su testa pila (eccentricità longitudinali, parallele ad asse tracciato) ^(*)

(*) Valori di $M_{Ed_Long_sx/dx}$ tutti nulli quando è presente una sola fila di baggioli nel piano verticale passante per il baricentro asse pila/palificata.

NOTA: Sollecitazioni SLU/SLV riferite al baricentro della palificata da i 2 appoggi presenti (a quota dell'estradosso dei baggioli). Valori in modulo.

Comb.	MIN N_{Ed_tot} [kN]	MAX N_{Ed_tot} [kN]	$M_{Ed_trasv_IMPALC}$ [kNm] MIN / MAX	H_{trasv_IMPALC} [kN]	H_{long_IMPALC} [kN]	MIN $M_{Ed_Long_sx/dx}$ [kNm]	MAX $M_{Ed_Long_sx/dx}$ [kNm]
SLU_00	11520	11520	-12900 / 11820	1440	504	0	0
SLU_01	16853	16853	414 / 15246	864	504	0	0
SLU_02	14625	14625	2304 / 17136	864	855	0	0
SLU_03	14625	14625	1548 / 17892	999	504	0	0
SLU_04	14625	14625	-2640 / 22080	1440	504	0	0
SLU_05	14625	14625	2304 / 17136	864	840	0	0
SLU_06	16853	16853	7830 / 7830	0	504	0	0
SLU_07	14625	14625	9720 / 9720	0	855	0	0

progettazione ati:

VIADOTTO METAURO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

SLU_08	14625	14625	8964 / 10476	135	504	0	0
SLU_09	14625	14625	9720 / 9720	0	504	0	0
SLU_10	14625	14625	9720 / 9720	0	840	0	0
SLU_16	8720	8720	-12760 / 11960	1440	504	0	0
SLU_17	14053	14053	554 / 15386	864	504	0	0
SLU_18	11825	11825	2444 / 17276	864	855	0	0
SLU_19	11825	11825	1688 / 18032	999	504	0	0
SLU_20	11825	11825	-2500 / 22220	1440	504	0	0
SLU_21	11825	11825	2444 / 17276	864	840	0	0
SLU_22	14053	14053	7970 / 7970	0	504	0	0
SLU_23	11825	11825	9860 / 9860	0	855	0	0
SLU_24	11825	11825	9104 / 10616	135	504	0	0
SLU_25	11825	11825	9860 / 9860	0	504	0	0
SLU_26	11825	11825	9860 / 9860	0	840	0	0

SLV_01	6500	9500	-400 / -400	-	-	0	0
SLV_02	6500	9500	-400 / -400	-	-	0	0
SLV_03	-	-	-	1300	2280	-	-

NOTA: sollecitazioni flettenti SLU/SLV riferite a quota piano testa pali. (Valori in modulo)

Nella tabella a seguire, si è adottata la seguente nomenclatura:

$H_{\text{trav_IMPALC}}$	risultante carichi trasversali su piano testa pali (baricentro)
$M_{\text{trav_IMPALC}}$	momento complessivo trasversale scarichi impalcato (baric. testa pali)
$H_{\text{long_IMPALC}}$	risultante carichi longitudinali su piano testa pali (bericentro)
$M_{\text{long_IMPALC}}$	momento complessivo longitudin. scarichi impalcato (baric. testa pali)

Altezza dell'estradosso dei baggioni: 9,30 m (a partire dalla quota testa dei pali).

Comb.	$H_{\text{trav_IMPALC}}$ [kN]	$M_{\text{trav_IMPALC}}$ [kNm]	$H_{\text{long_IMPALC}}$ [kN]	$M_{\text{long_IMPALC}}$ [kNm]
SLU_00	1440	13392	504	4687

progettazione ati:

VIADOTTO METAURO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

SLU_01	864	8035	504	4687
SLU_02	864	8035	855	7952
SLU_03	999	9291	504	4687
SLU_04	1440	13392	504	4687
SLU_05	864	8035	840	7812
SLU_06	0	0	504	4687
SLU_07	0	0	855	7952
SLU_08	135	1256	504	4687
SLU_09	0	0	504	4687
SLU_10	0	0	840	7812
SLU_16	1440	13392	504	4687
SLU_17	864	8035	504	4687
SLU_18	864	8035	855	7952
SLU_19	999	9291	504	4687
SLU_20	1440	13392	504	4687
SLU_21	864	8035	840	7812
SLU_22	0	0	504	4687
SLU_23	0	0	855	7952
SLU_24	135	1256	504	4687
SLU_25	0	0	504	4687
SLU_26	0	0	840	7812
SLV_01	-	-	-	0
SLV_02	-	-	-	0
SLV_03		12090	2280	21204
SLV_01b	-	-	-	-
SLV_02b	-	-	-	-
SLV_03b		12090	2280	21204

progettazione ati:

Nella tabella a seguire, si è adottata la seguente nomenclatura (tutti i valori sono di progetto):

$\Delta M_{Ed-trasv_IMPALC}$	quota di momento per eccentricità baric. appoggi da baric. palificata
$N_{Ed_pila} + N_{sol}$	valore di progetto carichi verticali pila + platea (su palificata)
$M_{Ed_pila} (TRASV); M_{Ed_pila} (LONG)$	Momenti ribaltanti sismici (comb. SLV)
$H_{Ed_trasv_pila_sisma}; H_{Ed_long_pila_sisma}$	Inerzie orizzontali elementi strutturali pila
$M_{Ed_pila} (TRASV)_sisma$	Momenti ribaltanti inerzie elementi strutturali pila
H_{TRASV_vento}	Tagli allo spiccato per effetti dei venti (su fusto pila e pulvino)
M_{TRASV_vento}	Momenti allo spiccato per effetti dei venti (su fusto pila e pulvino)

Si hanno i seguenti dati al contorno:

Eccentricità baricentro appoggi da baricentro palificata:	0,00 m (perpendicolarmente ad asse tracciato)
Eccentricità baricentro gruppo baggioli da baricentro palificata:	0,00 m (// ad asse tracciato).

Si riportano i valori delle azioni (kN) e dei momenti flettenti di progetto (kNm) per le combinazioni di carico più significative:

Comb.	MIN ΔM_{Ed-} trasv_IMPALC	MAX ΔM_{Ed-} trasv_IMPALC	$N_{Ed_pila} +$ N_{sol}	$M_{Ed_pila} (TRASV)$ / $M_{Ed_pila} (LONG)$	$H_{Ed_trasv_pila_sisma}$ / $H_{Ed_long_pila_sisma}$	H_{TRASV_vento}	M_{TRASV_vento}
SLU_00	0	0	11390	-	-	79	433
SLU_01	0	0	11390	-	-	47	260
SLU_02	0	0	11390	-	-	-	-
SLU_03	0	0	11390	-	-	-	--
SLU_04	0	0	11390	-	-	-	-
SLU_05	0	0	11390	-	-	-	-
SLU_06	0	0	11390	-	-	-	-
SLU_07	0	0	11390	-	-	-	--
SLU_08	0	0	11390	-	-	-	-
SLU_09	0	0	11390	-	-	-	-
SLU_10	0	0	11390	-	-	-	-
SLU_16	0	0	11390	-	-	71	390
SLU_17	0	0	11390	-	-	47	260
SLU_18	0	0	11390	-	-	47	260

progettazione ati:

VIADOTTO METAURO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

SLU_19	0	0	11390	-	-	47	260
SLU_20	0	0	11390	-	-	79	433
SLU_21	0	0	11390	-	-	47	260
SLU_22	0	0	11390	-	-	-	-
SLU_23	0	0	11390	-	-	-	--
SLU_24	0	0	11390	-	-	-	-
SLU_25	0	0	11390	-	-	-	-
SLU_26	0	0	11390	-	-	-	-

SLV_01	0	0	8437	10360 / 0	3220 / 0	-	-
SLV_02	0	0	8437	10360 / 0	3220 / 0	-	-
SLV_03	0	0	8437	10360 / 0	3220 / 0	-	-
SLV_01b	0	0	8437	0 / 10360	0 / 3220	-	-
SLV_02b	0	0	8437	0 / 10360	0 / 3220	-	-
SLV_03b	0	0	8437	0 / 10360	0 / 3220	-	-

NOTA: Sollecitazioni SLU/SLV riferite al baricentro della testa dei pali.

Nelle tabelle a seguire, si è adottata la seguente simbologia (tutti i valori sono di progetto):

N_{Ed_tot}	scarico complessivo azioni verticali
$M_{Ed_trasv_tot}$	momento con asse d'inflessione parallelo all'asse tracciato
M_{long_tot}	momento longitudinale con asse d'inflessione perpend. asse tracciato
H_{trasv_tot}	azione risultante trasversale (perpendicolare) all'asse tracciato
H_{long_tot}	azione risultante parallela all'asse tracciato.

Si ha in particolare:

eccentricità baricentro appoggi da baricentro palificata: 0,00 m (perpendicolarmente asse tracciato)

eccentricità asse baggioli da baricentro testa palificata: 0,00 m (parallelamente asse tracciato).

Comb.	MIN N_{Ed_tot} [kN]	MAX N_{Ed_tot} [kN]	MIN $M_{Ed_trasv_tot}$ [kNm]	MAX $M_{Ed_trasv_tot}$ [kNm]	MIN M_{long_tot} [kNm]	MAX M_{long_tot} [kNm]	H_{trasv_tot} [kN]	H_{long_tot} [kN]
-------	------------------------------	------------------------------	--------------------------------------	--------------------------------------	---------------------------------	---------------------------------	--------------------------	-------------------------

progettazione ati:

VIADOTTO METAURO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

SLU_00	22910	22910	925	25645	4687	4687	1519	504
SLU_01	28242	28242	8882	23541	4687	4687	911	504
SLU_02	26015	26015	10339	25171	7952	7952	864	855
SLU_03	26015	26015	10839	27183	4687	4687	999	504
SLU_04	26015	26015	10752	35472	4687	4687	1440	504
SLU_05	26015	26015	10339	25171	7812	7812	864	840
SLU_06	28242	28242	7830	7830	4687	4687	0	504
SLU_07	26015	26015	9720	9720	7952	7952	0	855
SLU_08	26015	26015	10220	11732	4687	4687	135	504
SLU_09	26015	26015	9720	9720	4687	4687	0	504
SLU_10	26015	26015	9720	9720	7812	7812	0	840
SLU_16	20110	20110	1022	25742	4687	4687	1511	504
SLU_17	25442	25442	8849	23681	4687	4687	911	504
SLU_18	23215	23215	10739	25571	7952	7952	911	855
SLU_19	23215	23215	11239	27583	4687	4687	1046	504
SLU_20	23215	23215	11325	36045	4687	4687	1519	504
SLU_21	23215	23215	10739	25571	7812	7812	911	840
SLU_22	25442	25442	7970	7970	4687	4687	0	504
SLU_23	23215	23215	9860	9860	7952	7952	0	855
SLU_24	23215	23215	10360	11872	4687	4687	135	504
SLU_25	23215	23215	9860	9860	4687	4687	0	504
SLU_26	23215	23215	9860	9860	7812	7812	0	840
SLV_01	14937	17937	9960	9960	0	0	3220	0
SLV_02	14937	17937	9960	9960	0	0	3220	0
SLV_03	14937	17937	22450	22450	21204	21204	4520	2280
SLV_01b	14937	17937	-400	-400	10360	10360	0	3220
SLV_02b	14937	17937	-400	-400	10360	10360	0	3220

progettazione ati:

SLV_03b	14937	17937	12090	12090	31564	31564	1300	5500
---------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	------	------

NOTA: Sollecitazioni SLE-rara riferite al baricentro della testa dei pali

Comb.	MIN N _{Ed_tot} [kN]	MAX N _{Ed_tot} [kN]	MIN M _{Ed_trasv_tot} [kNm]	MAX M _{Ed_trasv_tot} [kNm]	MIN M _{long_tot} [kNm]	MAX M _{long_tot} [kNm]	H _{trav_tot} [kN]	H _{long_tot} [kN]
SLEr_00	17037	17037	577	17057	3125	3125	1013	336
SLEr_01	20987	20987	6502	16274	3125	3125	608	336
SLEr_02	19337	19337	7613	17501	5543	5543	576	596
SLEr_03	19337	19337	7983	18991	3125	3125	676	336
SLEr_04	19337	19337	7888	24368	3125	3125	960	336
SLEr_05	19337	19337	7613	17501	5208	5208	576	560
SLEr_06	20987	20987	5800	5800	3125	3125	0	336
SLEr_07	19337	19337	7200	7200	5543	5543	0	596
SLEr_08	19337	19337	7570	8690	3125	3125	100	336
SLEr_09	19337	19337	7200	7200	3125	3125	0	336
SLEr_10	19337	19337	7200	7200	5208	5208	0	560
SLEr_16	17037	17037	461	16941	3125	3125	992	336
SLEr_17	20987	20987	6386	16274	3125	3125	608	336
SLEr_18	19337	19337	7786	17674	5543	5543	608	596
SLEr_19	19337	19337	8156	19164	3125	3125	708	336
SLEr_20	19337	19337	8177	24657	3125	3125	1013	336
SLEr_21	19337	19337	7786	17674	5208	5208	608	560
SLEr_22	20987	20987	5800	5800	3125	3125	0	336
SLEr_23	19337	19337	7200	7200	5543	5543	0	596
SLEr_24	19337	19337	7570	8690	3125	3125	100	336
SLEr_25	19337	19337	7200	7200	3125	3125	0	336
SLEr_26	19337	19337	7200	7200	5208	5208	0	560

progettazione ati:

NOTA: Sollecitazioni SLE-frequente riferite al baricentro della testa dei pali.

Comb.	MIN N _{Ed_tot} [kN]	MAX N _{Ed_tot} [kN]	MIN M _{Ed_trasv_tot} [kNm]	MAX M _{Ed_trasv_tot} [kNm]	MIN M _{long_tot} [kNm]	MAX M _{long_tot} [kNm]	H _{trasv_tot} [kN]	H _{long_tot} [kN]
SLEf_00	17037	17037	577	17057	3125	3125	1013	336
SLEf_01	20987	20987	6226	9291	3125	3125	203	336
SLEf_02	19337	19337	7338	10634	5543	5543	192	596
SLEf_03	19337	19337	7708	12124	3125	3125	292	336
SLEf_04	19337	19337	7888	24368	3125	3125	960	336
SLEf_05	19337	19337	7338	10634	5208	5208	192	560
SLEf_06	20987	20987	5800	5800	3125	3125	0	336
SLEf_07	19337	19337	7200	7200	5543	5543	0	596
SLEf_08	19337	19337	7570	8690	3125	3125	100	336
SLEf_09	19337	19337	7200	7200	3125	3125	0	336
SLEf_10	19337	19337	7200	7200	5208	5208	0	560
SLEf_16	17037	17037	346	16826	1042	1042	971	112
SLEf_17	20987	20987	5995	9291	1042	1042	203	112
SLEf_18	19337	19337	7395	10691	3460	3460	203	372
SLEf_19	19337	19337	7765	12181	1042	1042	303	112
SLEf_20	19337	19337	8177	24657	1042	1042	1013	112
SLEf_21	19337	19337	7395	10691	5208	5208	203	560
SLEf_22	20987	20987	5800	5800	1042	1042	0	112
SLEf_23	19337	19337	7200	7200	3460	3460	0	372
SLEf_24	19337	19337	7570	8690	1042	1042	100	112
SLEf_25	19337	19337	7200	7200	1042	1042	0	112
SLEf_26	19337	19337	7200	7200	5208	5208	0	560

NOTA: Sollecitazioni SLE-quasi permanente riferite al baricentro della testa dei pali.

Comb.	MIN N _{Ed_tot}	MAX N _{Ed_tot}	MIN M _{Ed_trasv_tot}	MAX M _{Ed_trasv_tot}	MIN M _{long_tot}	MAX M _{long_tot}	H _{trasv_tot} [kN]	H _{long_tot} [kN]
-------	----------------------------	----------------------------	----------------------------------	----------------------------------	------------------------------	------------------------------	--------------------------------	-------------------------------

progettazione ati:

VIADOTTO METAURO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]		
SLEqp_00	17037	17037	577	17057	0	0	1013	0
SLEqp_01	20987	20987	6089	5800	0	0	0	0
SLEqp_02	19337	19337	7200	7200	2418	2418	0	260
SLEqp_03	19337	19337	7570	8690	0	0	100	0
SLEqp_04	19337	19337	7888	24368	0	0	960	0
SLEqp_05	19337	19337	7200	7200	5208	5208	0	560
SLEqp_06	20987	20987	5800	5800	0	0	0	0
SLEqp_07	19337	19337	7200	7200	2418	2418	0	260
SLEqp_08	19337	19337	7570	8690	0	0	100	0
SLEqp_09	19337	19337	7200	7200	0	0	0	0
SLEqp_10	19337	19337	7200	7200	5208	5208	0	560
SLEqp_16	17037	17037	288	16768	0	0	960	0
SLEqp_17	20987	20987	5800	5800	0	0	0	0
SLEqp_18	19337	19337	7200	7200	2418	2418	0	260
SLEqp_19	19337	19337	7570	8690	0	0	100	0
SLEqp_20	19337	19337	8177	24657	0	0	1013	0
SLEqp_21	19337	19337	7200	7200	5208	5208	0	560
SLEqp_22	20987	20987	5800	5800	0	0	0	0
SLEqp_23	19337	19337	7200	7200	2418	2418	0	260
SLEqp_24	19337	19337	7570	8690	0	0	100	0
SLEqp_25	19337	19337	7200	7200	0	0	0	0
SLEqp_26	19337	19337	7200	7200	5208	5208	0	560

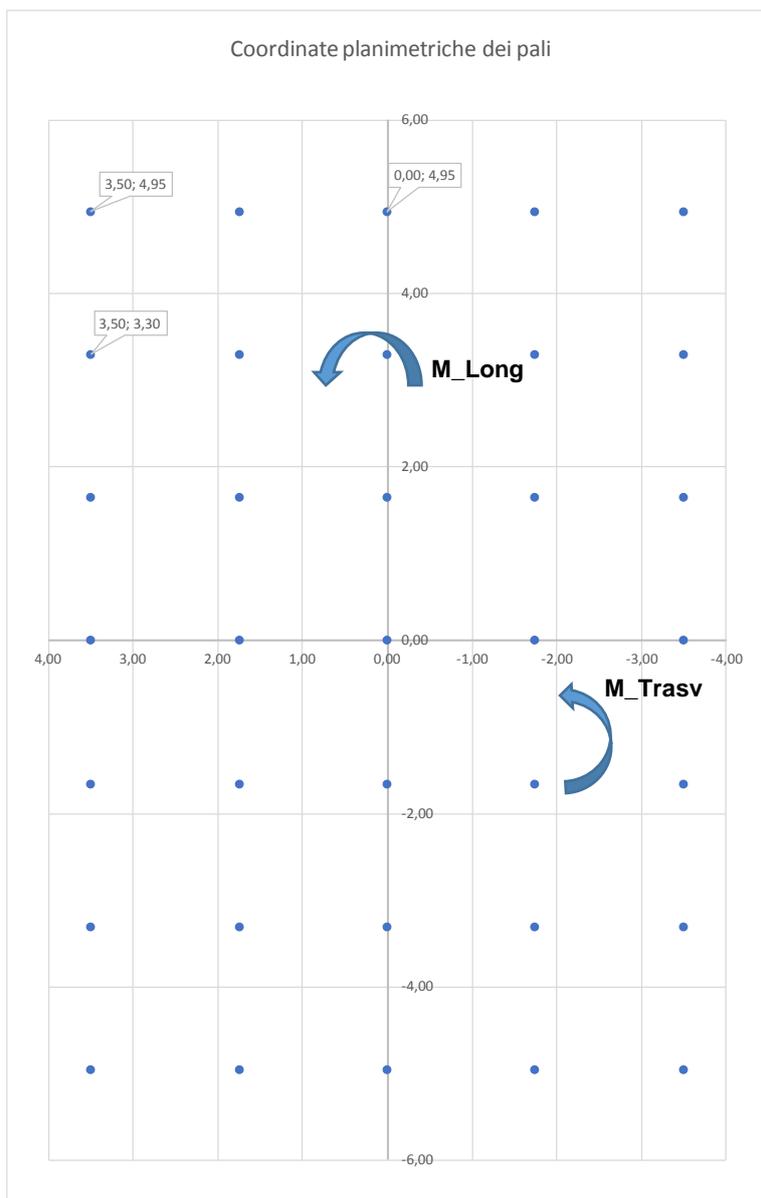
progettazione ati:

11.2 Dettagli palificata

11.2.1 Schema e disposizione dei pali

Di seguito uno schema grafico della disposizione in pianta dei pali e relativa numerazione. La numerazione inizia (n. 1) dal primo palo con ascissa X (orizzontale) maggiore e ordinata Y (verticale) maggiore e procede da sinistra verso destra lungo la prima riga, la seconda, la terza e via di seguito, fino all'ultimo palo con entrambe le coordinate X, Y negative.

La palificata consta di: 35 pali con passo 1,75 m // all'asse tracciato e passo 1,65 m trasversalmente all'asse asse tracciato.



progettazione ati:

11.2.2 Massime sollecitazioni sulla palificata (pila 3)

Si riportano di seguito le sollecitazioni, riferite al baricentro della palificata, che maggiormente cementano in compressione, trazione e taglio i pali di estremità, per le combinazioni di carico più significative considerate (SLU, SLV, SLE).

Comb.	MIN N _{Ed_tot} [kN]	MAX N _{Ed_tot} [kN]	MIN M _{Ed_trasv_tot} [kNm]	MAX M _{Ed_trasv_tot} [kNm]	MIN M _{long_tot} [kNm]	MAX M _{long_tot} [kNm]	H _{trasv_tot} [kN]	H _{long_tot} [kN]
SLU ^(*)	26015	26015	10752	35472	4687	4687	1440	504
SLU ^(**)	26015	26015	10339	25171	7952	7952	864	855
SLV (N _{max})	-	17937	12090	12090	31564	31564	1300	6880
SLV (N _{min})	14937	-	12090	12090	31564	31564	1300	6880
SLE-rara	19337	19337	8177	24657	3125	3125	1013	336
SLE-frequente	19337	19337	7888	24368	3125	3125	960	336
SLE-quasi permanente	17037	17037	577	17057	0	0	1013	0

(*) Combinazione di carico SLU che dà il massimo valore di compressione assiale (Pi) sul palo della palificata.

(**) Combinazione di carico che dà il massimo valore di azione di taglio SLU longitudinale (H) sul palo della palificata.

11.2.3 Massime sollecitazione su palo maggiormente cementato

Palificata con numero di pali pari a: $N_{pali} = 42$
 Interasse palificata (dir. y-y): $i_y = 2.15$ m (trasversalmente ad asse tracciato)
 Interasse palificata (dir. x-x): $i_x = 2.00$ m (parallelamente ad asse tracciato)

SVL (N_{max} e M_{max}) (sisma longitudinale 100% + sisma trasversale 30%)

Combinazione di riferimento: **SLV_03b**
 Massimo carico assiale su palo (SLV): $P_{i,max} = 1184,8$ kN
 Minimo carico assiale su palo (SLV): $P_{i,min} = -159,9$ kN (trazione)
 Taglio massimo su palo (SLV): $V_{i,max} = 161,5$ kN

SLV (N_{min} e M_{max}) (sisma longitudinale 100% + sisma trasversale 30%)

Combinazione di riferimento: **SLV_03b**
 Massimo carico assiale su palo (SLV): $P_{i,max} = 1099,1$ kN
 Minimo carico assiale su palo (SLV): $P_{i,min} = -245,6$ kN (trazione)
 Taglio massimo su palo (SLV): $V_{i,max} = 161,5$ kN

progettazione ati:

SLU

Combinazione di riferimento	SLU_04
Massimo carico assiale su palo (SLU)	$P_{i,max} = 1280,5 \text{ kN}$
Minimo carico assiale su palo (SLU):	$P_{i,min} = 206,1 \text{ kN (compressione)}$
Taglio su palo (SLU):	$V_{i,max} = 43,6 \text{ kN}$

SLE-rara

Combinazione di riferimento	SLEr_20
Massimo carico assiale (SLE-rara)	$P_{i,rara,max} = 923,7 \text{ kN}$
Minimo carico assiale su palo (SLE-rara)	$P_{i,rara,min} = 181,2 \text{ kN (compressione)}$
Taglio massimo su palo (SLE-rara)	$V_{i,rara,max} = 30,5 \text{ kN}$

SLE-frequente

Combinazione di riferimento	SLEf_04
Massimo carico assiale (SLE-freq)	$P_{i,freq,max} = 920,0 \text{ kN}$
Minimo carico assiale su palo (SLE-freq)	$P_{i,freq,min} = 185,0 \text{ kN (compressione)}$
Taglio massimo su palo (SLE-freq)	$V_{i,freq,max} = 29,1 \text{ kN}$

SLE-quasi permanente

Combinazione di riferimento	SLEqp_00
Massimo carico assiale (SLE-qperm)	$P_{i,qperm,max} = 708,3 \text{ kN}$
Minimo carico assiale su palo (SLE-qperm)	$P_{i,qperm,min} = 265,2 \text{ kN (compressione)}$
Taglio massimo su palo (SLE-qperm)	$V_{i,qperm,max} = 28,9 \text{ kN}$

progettazione ati:

11.2.4 Sollecitazioni sui pali (comb. SLU)

NOTA: Valori di Pi (VIII colonna) positivi devono intendersi come compressioni, valori negativi come trazioni.

PALO	X_i [m]	Y_i [m]	X_i^2	Y_i^2	X_i/Y_i	Y_i/X_i	PI [kN]								
1	3,50	4,95	12,25	24,50	0,02	0,0130	1280,5	31	3,50	-4,95	12,25	24,50	0,02	-0,0130	359,1
2	1,75	4,95	3,06	24,50	0,01	0,0130	1242,2	32	1,75	-4,95	3,06	24,50	0,01	-0,0130	320,9
3	0,00	4,95	0,00	24,50	0,00	0,0130	1204,0	33	0,00	-4,95	0,00	24,50	0,00	-0,0130	282,6
4	-1,75	4,95	3,06	24,50	-0,01	0,0130	1165,7	34	-1,75	-4,95	3,06	24,50	-0,01	-0,0130	244,3
5	-3,50	4,95	12,25	24,50	-0,02	0,0130	1127,4	35	-3,50	-4,95	12,25	24,50	-0,02	-0,0130	206,1
6	3,50	3,30	12,25	10,89	0,02	0,0087	1126,9	36			0,00	0,00	0,00	0,0000	206,1
7	1,75	3,30	3,06	10,89	0,01	0,0087	1088,7	37			0,00	0,00	0,00	0,0000	206,1
8	0,00	3,30	0,00	10,89	0,00	0,0087	1050,4	38			0,00	0,00	0,00	0,0000	206,1
9	-1,75	3,30	3,06	10,89	-0,01	0,0087	1012,1	39			0,00	0,00	0,00	0,0000	206,1
10	-3,50	3,30	12,25	10,89	-0,02	0,0087	973,9	40			0,00	0,00	0,00	0,0000	206,1
11	3,50	1,65	12,25	2,72	0,02	0,0043	973,4	41			0,00	0,00	0,00	0,0000	206,1
12	1,75	1,65	3,06	2,72	0,01	0,0043	935,1	42			0,00	0,00	0,00	0,0000	206,1
13	0,00	1,65	0,00	2,72	0,00	0,0043	896,8	43			0,00	0,00	0,00	0,0000	206,1
14	-1,75	1,65	3,06	2,72	-0,01	0,0043	858,6	44			0,00	0,00	0,00	0,0000	206,1
15	-3,50	1,65	12,25	2,72	-0,02	0,0043	820,3	45			0,00	0,00	0,00	0,0000	206,1
16	3,50	0,00	12,25	0,00	0,02	0,0000	819,8	46			0,00	0,00	0,00	0,0000	206,1
17	1,75	0,00	3,06	0,00	0,01	0,0000	781,5	47			0,00	0,00	0,00	0,0000	206,1
18	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	743,3	48			0,00	0,00	0,00	0,0000	206,1
19	-1,75	0,00	3,06	0,00	-0,01	0,0000	705,0	49			0,00	0,00	0,00	0,0000	206,1
20	-3,50	0,00	12,25	0,00	-0,02	0,0000	666,8	50			0,00	0,00	0,00	0,0000	206,1
21	3,50	-1,65	12,25	2,72	0,02	-0,0043	666,2	51			0,00	0,00	0,00	0,0000	206,1
22	1,75	-1,65	3,06	2,72	0,01	-0,0043	628,0	52			0,00	0,00	0,00	0,0000	206,1
23	0,00	-1,65	0,00	2,72	0,00	-0,0043	589,7	53			0,00	0,00	0,00	0,0000	206,1
24	-1,75	-1,65	3,06	2,72	-0,01	-0,0043	551,5	54			0,00	0,00	0,00	0,0000	206,1
25	-3,50	-1,65	12,25	2,72	-0,02	-0,0043	513,2	55			0,00	0,00	0,00	0,0000	206,1
26	3,50	-3,30	12,25	10,89	0,02	-0,0087	512,7	56			0,00	0,00	0,00	0,0000	206,1
27	1,75	-3,30	3,06	10,89	0,01	-0,0087	474,4	57			0,00	0,00	0,00	0,0000	206,1
28	0,00	-3,30	0,00	10,89	0,00	-0,0087	436,2	58			0,00	0,00	0,00	0,0000	206,1
29	-1,75	-3,30	3,06	10,89	-0,01	-0,0087	397,9	59			0,00	0,00	0,00	0,0000	206,1
30	-3,50	-3,30	12,25	10,89	-0,02	-0,0087	359,6	60			0,00	0,00	0,00	0,0000	206,1

progettazione ati:

11.2.5 Sollecitazioni sui pali (comb. SLV, N_{max})

NOTA: Valori di P_i (VIII colonna) positivi devono intendersi come compressioni, valori negativi come trazioni.

PALO	X_i [m]	Y_i [m]	X_i^2	Y_i^2	X_i/Y_i	Y_i/L_x	P_i [kN]								
1	3,50	4,95	12,25	24,50	0,02	0,0130	1184,8	31	3,50	-4,95	12,25	24,50	0,02	-0,0130	870,8
2	1,75	4,95	3,06	24,50	0,01	0,0130	927,2	32	1,75	-4,95	3,06	24,50	0,01	-0,0130	613,1
3	0,00	4,95	0,00	24,50	0,00	0,0130	669,5	33	0,00	-4,95	0,00	24,50	0,00	-0,0130	355,5
4	-1,75	4,95	3,06	24,50	-0,01	0,0130	411,8	34	-1,75	-4,95	3,06	24,50	-0,01	-0,0130	97,8
5	-3,50	4,95	12,25	24,50	-0,02	0,0130	154,2	35	-3,50	-4,95	12,25	24,50	-0,02	-0,0130	-159,9
6	3,50	3,30	12,25	10,89	0,02	0,0087	1132,5	36	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	-159,9
7	1,75	3,30	3,06	10,89	0,01	0,0087	874,8	37	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	-159,9
8	0,00	3,30	0,00	10,89	0,00	0,0087	617,2	38	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	-159,9
9	-1,75	3,30	3,06	10,89	-0,01	0,0087	359,5	39	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	-159,9
10	-3,50	3,30	12,25	10,89	-0,02	0,0087	101,8	40	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	-159,9
11	3,50	1,65	12,25	2,72	0,02	0,0043	1080,2	41	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	-159,9
12	1,75	1,65	3,06	2,72	0,01	0,0043	822,5	42	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	-159,9
13	0,00	1,65	0,00	2,72	0,00	0,0043	564,8	43	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	-159,9
14	-1,75	1,65	3,06	2,72	-0,01	0,0043	307,1	44	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	-159,9
15	-3,50	1,65	12,25	2,72	-0,02	0,0043	49,5	45	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	-159,9
16	3,50	0,00	12,25	0,00	0,02	0,0000	1027,8	46	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	-159,9
17	1,75	0,00	3,06	0,00	0,01	0,0000	770,1	47	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	-159,9
18	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	512,5	48	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	-159,9
19	-1,75	0,00	3,06	0,00	-0,01	0,0000	254,8	49	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	-159,9
20	-3,50	0,00	12,25	0,00	-0,02	0,0000	-2,9	50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	-159,9
21	3,50	-1,65	12,25	2,72	0,02	-0,0043	975,5	51	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	-159,9
22	1,75	-1,65	3,06	2,72	0,01	-0,0043	717,8	52	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	-159,9
23	0,00	-1,65	0,00	2,72	0,00	-0,0043	460,1	53	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	-159,9
24	-1,75	-1,65	3,06	2,72	-0,01	-0,0043	202,5	54	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	-159,9
25	-3,50	-1,65	12,25	2,72	-0,02	-0,0043	-55,2	55	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	-159,9
26	3,50	-3,30	12,25	10,89	0,02	-0,0087	923,1	56	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	-159,9
27	1,75	-3,30	3,06	10,89	0,01	-0,0087	665,5	57	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	-159,9
28	0,00	-3,30	0,00	10,89	0,00	-0,0087	407,8	58	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	-159,9
29	-1,75	-3,30	3,06	10,89	-0,01	-0,0087	150,1	59	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	-159,9
30	-3,50	-3,30	12,25	10,89	-0,02	-0,0087	-107,5	60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	-159,9

progettazione ati:

11.2.6 Sollecitazioni sui pali (comb. SLV, N_{min})

NOTA: Valori di Pi (VIII colonna) positivi devono intendersi come compressioni, valori negativi come trazioni.

PALO	X_i [m]	Y_i [m]	X_i^2	Y_i^2	X_i/Y_i	Y_i/L_x	Pi [kN]								
1	3,50	4,95	12,25	24,50	0,02	0,0130	1099,1	31	3,50	-4,95	12,25	24,50	0,02	-0,0130	785,1
2	1,75	4,95	3,06	24,50	0,01	0,0130	841,4	32	1,75	-4,95	3,06	24,50	0,01	-0,0130	527,4
3	0,00	4,95	0,00	24,50	0,00	0,0130	583,8	33	0,00	-4,95	0,00	24,50	0,00	-0,0130	269,8
4	-1,75	4,95	3,06	24,50	-0,01	0,0130	326,1	34	-1,75	-4,95	3,06	24,50	-0,01	-0,0130	12,1
5	-3,50	4,95	12,25	24,50	-0,02	0,0130	68,4	35	-3,50	-4,95	12,25	24,50	-0,02	-0,0130	-245,6
6	3,50	3,30	12,25	10,89	0,02	0,0087	1046,8	36	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	-245,6
7	1,75	3,30	3,06	10,89	0,01	0,0087	789,1	37	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	-245,6
8	0,00	3,30	0,00	10,89	0,00	0,0087	531,4	38	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	-245,6
9	-1,75	3,30	3,06	10,89	-0,01	0,0087	273,8	39	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	-245,6
10	-3,50	3,30	12,25	10,89	-0,02	0,0087	16,1	40	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	-245,6
11	3,50	1,65	12,25	2,72	0,02	0,0043	994,4	41	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	-245,6
12	1,75	1,65	3,06	2,72	0,01	0,0043	736,8	42	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	-245,6
13	0,00	1,65	0,00	2,72	0,00	0,0043	479,1	43	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	-245,6
14	-1,75	1,65	3,06	2,72	-0,01	0,0043	221,4	44	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	-245,6
15	-3,50	1,65	12,25	2,72	-0,02	0,0043	-36,2	45	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	-245,6
16	3,50	0,00	12,25	0,00	0,02	0,0000	942,1	46	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	-245,6
17	1,75	0,00	3,06	0,00	0,01	0,0000	684,4	47	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	-245,6
18	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	426,8	48	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	-245,6
19	-1,75	0,00	3,06	0,00	-0,01	0,0000	169,1	49	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	-245,6
20	-3,50	0,00	12,25	0,00	-0,02	0,0000	-88,6	50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	-245,6
21	3,50	-1,65	12,25	2,72	0,02	-0,0043	889,8	51	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	-245,6
22	1,75	-1,65	3,06	2,72	0,01	-0,0043	632,1	52	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	-245,6
23	0,00	-1,65	0,00	2,72	0,00	-0,0043	374,4	53	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	-245,6
24	-1,75	-1,65	3,06	2,72	-0,01	-0,0043	116,8	54	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	-245,6
25	-3,50	-1,65	12,25	2,72	-0,02	-0,0043	-140,9	55	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	-245,6
26	3,50	-3,30	12,25	10,89	0,02	-0,0087	837,4	56	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	-245,6
27	1,75	-3,30	3,06	10,89	0,01	-0,0087	579,8	57	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	-245,6
28	0,00	-3,30	0,00	10,89	0,00	-0,0087	322,1	58	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	-245,6
29	-1,75	-3,30	3,06	10,89	-0,01	-0,0087	64,4	59	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	-245,6
30	-3,50	-3,30	12,25	10,89	-0,02	-0,0087	-193,2	60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	-245,6

progettazione ati:

11.2.7 Sollecitazioni sui pali (comb. SLE-rara)

NOTA: Valori di Pi (VIII colonna) positivi devono intendersi come compressioni, valori negativi come trazioni.

PALO	Xi [m]	Yi [m]	Xi ²	Yi ²	Xi/Yi	Yi/Lx	Pi [kN]								
1	3,50	4,95	12,25	24,50	0,02	0,0130	923,7								
2	1,75	4,95	3,06	24,50	0,01	0,0130	898,2	31	3,50	-4,95	12,25	24,50	0,02	-0,0130	283,3
3	0,00	4,95	0,00	24,50	0,00	0,0130	872,7	32	1,75	-4,95	3,06	24,50	0,01	-0,0130	257,8
4	-1,75	4,95	3,06	24,50	-0,01	0,0130	847,2	33	0,00	-4,95	0,00	24,50	0,00	-0,0130	232,3
5	-3,50	4,95	12,25	24,50	-0,02	0,0130	821,7	34	-1,75	-4,95	3,06	24,50	-0,01	-0,0130	206,8
6	3,50	3,30	12,25	10,89	0,02	0,0087	817,0	35	-3,50	-4,95	12,25	24,50	-0,02	-0,0130	181,2
7	1,75	3,30	3,06	10,89	0,01	0,0087	791,5	36	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	181,2
8	0,00	3,30	0,00	10,89	0,00	0,0087	766,0	37	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	181,2
9	-1,75	3,30	3,06	10,89	-0,01	0,0087	740,4	38	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	181,2
10	-3,50	3,30	12,25	10,89	-0,02	0,0087	714,9	39	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	181,2
11	3,50	1,65	12,25	2,72	0,02	0,0043	710,2	40	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	181,2
12	1,75	1,65	3,06	2,72	0,01	0,0043	684,7	41	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	181,2
13	0,00	1,65	0,00	2,72	0,00	0,0043	659,2	42	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	181,2
14	-1,75	1,65	3,06	2,72	-0,01	0,0043	633,7	43	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	181,2
15	-3,50	1,65	12,25	2,72	-0,02	0,0043	608,2	44	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	181,2
16	3,50	0,00	12,25	0,00	0,02	0,0000	603,5	45	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	181,2
17	1,75	0,00	3,06	0,00	0,01	0,0000	578,0	46	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	181,2
18	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	552,5	47	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	181,2
19	-1,75	0,00	3,06	0,00	-0,01	0,0000	527,0	48	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	181,2
20	-3,50	0,00	12,25	0,00	-0,02	0,0000	501,5	49	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	181,2
21	3,50	-1,65	12,25	2,72	0,02	-0,0043	496,8	50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	181,2
22	1,75	-1,65	3,06	2,72	0,01	-0,0043	471,2	51	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	181,2
23	0,00	-1,65	0,00	2,72	0,00	-0,0043	445,7	52	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	181,2
24	-1,75	-1,65	3,06	2,72	-0,01	-0,0043	420,2	53	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	181,2
25	-3,50	-1,65	12,25	2,72	-0,02	-0,0043	394,7	54	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	181,2
26	3,50	-3,30	12,25	10,89	0,02	-0,0087	390,0	55	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	181,2
27	1,75	-3,30	3,06	10,89	0,01	-0,0087	364,5	56	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	181,2
28	0,00	-3,30	0,00	10,89	0,00	-0,0087	339,0	57	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	181,2
29	-1,75	-3,30	3,06	10,89	-0,01	-0,0087	313,5	58	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	181,2
30	-3,50	-3,30	12,25	10,89	-0,02	-0,0087	288,0	59	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	181,2
								60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	181,2

progettazione ati:

11.2.8 Sollecitazioni sui pali (comb. SLE-frequente)

NOTA: Valori di Pi (VIII colonna) positivi devono intendersi come compressioni, valori negativi come trazioni.

PALO	Xi [m]	Yi [m]	Xi ²	Yi ²	Xi/Yi	Yi/Lx	Pi [kN]								
1	3,50	4,95	12,25	24,50	0,02	0,0130	920,0	31	3,50	-4,95	12,25	24,50	0,02	-0,0130	287,0
2	1,75	4,95	3,06	24,50	0,01	0,0130	894,5	32	1,75	-4,95	3,06	24,50	0,01	-0,0130	261,5
3	0,00	4,95	0,00	24,50	0,00	0,0130	868,9	33	0,00	-4,95	0,00	24,50	0,00	-0,0130	236,0
4	-1,75	4,95	3,06	24,50	-0,01	0,0130	843,4	34	-1,75	-4,95	3,06	24,50	-0,01	-0,0130	210,5
5	-3,50	4,95	12,25	24,50	-0,02	0,0130	817,9	35	-3,50	-4,95	12,25	24,50	-0,02	-0,0130	185,0
6	3,50	3,30	12,25	10,89	0,02	0,0087	814,5	36	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	185,0
7	1,75	3,30	3,06	10,89	0,01	0,0087	789,0	37	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	185,0
8	0,00	3,30	0,00	10,89	0,00	0,0087	763,5	38	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	185,0
9	-1,75	3,30	3,06	10,89	-0,01	0,0087	737,9	39	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	185,0
10	-3,50	3,30	12,25	10,89	-0,02	0,0087	712,4	40	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	185,0
11	3,50	1,65	12,25	2,72	0,02	0,0043	709,0	41	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	185,0
12	1,75	1,65	3,06	2,72	0,01	0,0043	683,5	42	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	185,0
13	0,00	1,65	0,00	2,72	0,00	0,0043	658,0	43	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	185,0
14	-1,75	1,65	3,06	2,72	-0,01	0,0043	632,5	44	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	185,0
15	-3,50	1,65	12,25	2,72	-0,02	0,0043	607,0	45	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	185,0
16	3,50	0,00	12,25	0,00	0,02	0,0000	603,5	46	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	185,0
17	1,75	0,00	3,06	0,00	0,01	0,0000	578,0	47	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	185,0
18	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	552,5	48	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	185,0
19	-1,75	0,00	3,06	0,00	-0,01	0,0000	527,0	49	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	185,0
20	-3,50	0,00	12,25	0,00	-0,02	0,0000	501,5	50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	185,0
21	3,50	-1,65	12,25	2,72	0,02	-0,0043	498,0	51	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	185,0
22	1,75	-1,65	3,06	2,72	0,01	-0,0043	472,5	52	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	185,0
23	0,00	-1,65	0,00	2,72	0,00	-0,0043	447,0	53	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	185,0
24	-1,75	-1,65	3,06	2,72	-0,01	-0,0043	421,5	54	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	185,0
25	-3,50	-1,65	12,25	2,72	-0,02	-0,0043	396,0	55	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	185,0
26	3,50	-3,30	12,25	10,89	0,02	-0,0087	392,5	56	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	185,0
27	1,75	-3,30	3,06	10,89	0,01	-0,0087	367,0	57	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	185,0
28	0,00	-3,30	0,00	10,89	0,00	-0,0087	341,5	58	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	185,0
29	-1,75	-3,30	3,06	10,89	-0,01	-0,0087	316,0	59	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	185,0
30	-3,50	-3,30	12,25	10,89	-0,02	-0,0087	290,5	60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	185,0

progettazione ati:

11.2.9 Sollecitazioni sui pali (comb. SLE-quasi permanente)

NOTA: Valori di Pi (VIII colonna) positivi devono intendersi come compressioni, valori negativi come trazioni.

PALO	Xi [m]	Yi [m]	Xi ²	Yi ²	Xi/ly	Yi/lx	Pi [kN]								
1	3,50	4,95	12,25	24,50	0,02	0,0130	708,3								
2	1,75	4,95	3,06	24,50	0,01	0,0130	708,3	31	3,50	-4,95	12,25	24,50	0,02	-0,0130	265,2
3	0,00	4,95	0,00	24,50	0,00	0,0130	708,3	32	1,75	-4,95	3,06	24,50	0,01	-0,0130	265,2
4	-1,75	4,95	3,06	24,50	-0,01	0,0130	708,3	33	0,00	-4,95	0,00	24,50	0,00	-0,0130	265,2
5	-3,50	4,95	12,25	24,50	-0,02	0,0130	708,3	34	-1,75	-4,95	3,06	24,50	-0,01	-0,0130	265,2
6	3,50	3,30	12,25	10,89	0,02	0,0087	634,4	35	-3,50	-4,95	12,25	24,50	-0,02	-0,0130	265,2
7	1,75	3,30	3,06	10,89	0,01	0,0087	634,4	36	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	265,2
8	0,00	3,30	0,00	10,89	0,00	0,0087	634,4	37	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	265,2
9	-1,75	3,30	3,06	10,89	-0,01	0,0087	634,4	38	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	265,2
10	-3,50	3,30	12,25	10,89	-0,02	0,0087	634,4	39	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	265,2
11	3,50	1,65	12,25	2,72	0,02	0,0043	560,6	40	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	265,2
12	1,75	1,65	3,06	2,72	0,01	0,0043	560,6	41	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	265,2
13	0,00	1,65	0,00	2,72	0,00	0,0043	560,6	42	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	265,2
14	-1,75	1,65	3,06	2,72	-0,01	0,0043	560,6	43	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	265,2
15	-3,50	1,65	12,25	2,72	-0,02	0,0043	560,6	44	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	265,2
16	3,50	0,00	12,25	0,00	0,02	0,0000	486,8	45	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	265,2
17	1,75	0,00	3,06	0,00	0,01	0,0000	486,8	46	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	265,2
18	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	486,8	47	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	265,2
19	-1,75	0,00	3,06	0,00	-0,01	0,0000	486,8	48	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	265,2
20	-3,50	0,00	12,25	0,00	-0,02	0,0000	486,8	49	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	265,2
21	3,50	-1,65	12,25	2,72	0,02	-0,0043	412,9	50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	265,2
22	1,75	-1,65	3,06	2,72	0,01	-0,0043	412,9	51	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	265,2
23	0,00	-1,65	0,00	2,72	0,00	-0,0043	412,9	52	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	265,2
24	-1,75	-1,65	3,06	2,72	-0,01	-0,0043	412,9	53	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	265,2
25	-3,50	-1,65	12,25	2,72	-0,02	-0,0043	412,9	54	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	265,2
26	3,50	-3,30	12,25	10,89	0,02	-0,0087	339,1	55	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	265,2
27	1,75	-3,30	3,06	10,89	0,01	-0,0087	339,1	56	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	265,2
28	0,00	-3,30	0,00	10,89	0,00	-0,0087	339,1	57	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	265,2
29	-1,75	-3,30	3,06	10,89	-0,01	-0,0087	339,1	58	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	265,2
30	-3,50	-3,30	12,25	10,89	-0,02	-0,0087	339,1	59	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	265,2
								60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	265,2

progettazione ati:

12 VERIFICHE STRUTTURALI SPALLA A

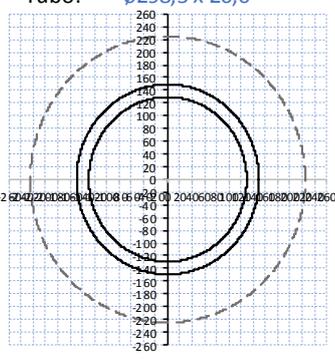
12.1 Premessa

Di seguito, le verifiche degli elementi strutturali delle opere in oggetto. Verranno considerate le combinazioni di carico maggiormente significative e, tra queste, quelle che incidono maggiormente in termini di resistenza allo stato limite ultimo e di esercizio.

12.2 Verifica armatura mediopalo maggiormente cementato

Numero complessivo di pali	N = 84
Tipologia pali	mediopali $\phi 450$
Coefficiente unitario momento-taglio testa pali	$r_t = 1.19$ (da analisi geotecnica, vedere relazione di riferimento)
Lunghezza del palo	$L_p = 8$ m

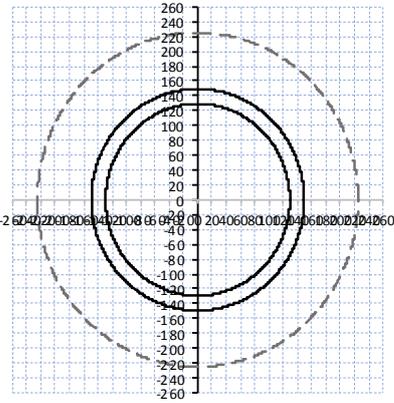
Verifica SLV

VERIFICA MICROPALO							
Materiale							
Acciaio	S355		Tipo di acciaio				
f_{yk}	355	N/mm ²	Tensione di snervamento				
f_{tk}	510	N/mm ²	Tensione di rottura				
γ_{M0}	1.05	-	Coefficiente parziale di sicurezza				
f_{yd}	338.10	N/mm ²	Tensione di snervamento di progetto				
Caratteristiche Sezione							
Tubo: $\phi 298,5 \times 20,0$							
				D_e	298.5	mm	Diametro Esterno Tubo
				s_p	20	mm	Spessore Tubo
				D_i	258.5	mm	Diametro Interno tubo
				R_e	149.25	mm	Raggio esterno tubo
				R_i	129.25	mm	Raggio interno tubo
				A	175	cm ²	Area tubo
				W_{el}	1143	cm ³	Modulo elastico di resistenza a flessione
				$D_{micropalo}$	450	mm	Diametro Micropalo
VERIFICA SEZIONE							
Verifica Sezione con Azione assiale (compressione), Momento Flettente e Taglio Massimo							
N_{ed} [kN]	M_{ed} [kNm]	V_{ed} [kN]	σ [Mpa]	τ [Mpa]	σ_{VM} [Mpa]	F.S. [-]	CHECK
415.6	157.20	132.1	161.28	15.10	163.39	0.48	$\sigma_{VM} < f_{yd}$ Verifica Soddisfatta

1.19 valore parametro $r_t = M_{Ed} / V_{Ed}$

progettazione ati:

Verifica SLU

VERIFICA MICROPALO							
Materiale							
Acciaio	S355		Tipo di acciaio				
f_{yk}	355	N/mm ²	Tensione di snervamento				
f_{tk}	510	N/mm ²	Tensione di rottura				
γ_{M0}	1.05	-	Coefficiente parziale di scurezza				
f_{yd}	338.10	N/mm ²	Tensione di snervamento di progetto				
Caratteristiche Sezione							
Tubo: $\phi 298,5 \times 20,0$							
			D_e	298.5	mm	Diametro Esterno Tubo	
			s_p	20	mm	Spessore Tubo	
			D_i	258.5	mm	Diametro Interno tubo	
			R_e	149.25	mm	Raggio esterno tubo	
			R_i	129.25	mm	Raggio interno tubo	
			A	175	cm ²	Area tubo	
			W_{el}	1143	cm ³	Modulo elastico di resistenza a flessione	
			$D_{micropalo}$	450	mm	Diametro Micropalo	
VERIFICA SEZIONE							
Verifica Sezione con Azione assiale (compressione), Momento Flettente e Taglio Massimo							
N_{ed} [kN]	M_{ed} [kNm]	V_{ed} [kN]	σ [Mpa]	τ [Mpa]	σ_{VM} [Mpa]	F.S. [-]	CHECK
461	73.70	61.9	90.82	7.07	91.65	0.27	$\sigma_{VM} < f_{yd}$ Verifica Soddisfatta

1.19 valore parametro $r_t = M_{ed} / V_{ed}$

progettazione ati:

12.3 Verifiche elemento paraghiaia

12.3.1 Modello di calcolo

Per la spinta statica del terrapieno - come indicato in "Progettazione e costruzione di ponti", Mario Paolo Petrangeli, IV edizione, HOEPLI - si accetta l'ipotesi di Rankine di distribuzione triangolare con risultante orizzontale $\sigma_{0,t} = \gamma \lambda_a h$, con $\lambda_a = \tan^2(45^\circ - \varphi/2)$. Per costruzioni stradali si assume $\varphi = 35^\circ$.

NOTA: poiché la parte centrale (in senso longitudinale) della parete paraghiaia è deformabile orizzontalmente sotto carico, si è utilizzata la spinta attiva (anziché la spinta "a riposo") ma, nelle verifiche delle armature e del cls compresso e fessurato, si è ("recuperata" tale approssimazione) trascurando il contributo di precompressione dovuto all'azione assiale agente sul paraghiaia. In questo modo, si sono semplificati i calcoli di verifica, mantenendo ugualmente un sufficiente grado di sicurezza.

12.3.2 Dati e sollecitazioni di carico

L'ipotesi di spinta orizzontale è a favore di stabilità in quanto in realtà la risultante delle pressioni del terreno è inclinata verso il basso e quindi ha una componente verticale stabilizzante che viene trascurata.

Peso specifico terreni:	$\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$
Angolo di attrito dei terreni:	$\varphi = 35^\circ$
Coefficiente di Rankine:	$\lambda_a = (\tan(45^\circ - \varphi/2))^2 = 0.271$
Sovraccarico in superficie (caratteristico):	$Q_k = 20.0 \text{ kN/m}^2$
Altezza paraghiaia:	$h = 4.78 \text{ m}$
Spessore muro paraghiaia:	$s = 60 \text{ cm}$
Pressione del sovraccarico sul terrapieno:	$\sigma_{0,p} = \lambda_a \times Q_k = 5.42 \text{ kN/m}^2$
Risultante sovraccarico sul terrapieno (per m lin.):	$R_{kp} = \sigma_{0,p} \times h = 25.91 \text{ kN/m}$ (valore caratteristico orizzontale)
Momento del sovraccarico (per metro lineare):	$M_{p,k} = R_{kp} \times h/2 = 61.92 \text{ kNm/m}$ (valore caratteristico)
Pressione terreni allo spiccatto del paraghiaia:	$\sigma_{0,t} = \gamma \times \lambda_a \times h = 23.32 \text{ kN/m}^2$
Risultante terreni sul terrapieno (per m lin.):	$R_{kt} = \sigma_{0,t} \times h/2 = 55.73 \text{ kN/m}$ (valore caratteristico orizzontale)
Momento dei terreni (per metro lineare):	$M_{t,k} = R_{kt} \times h/3 = 88.79 \text{ kNm/m}$ (valore caratteristico)

Combinazione SLU - terreni - spiccatto paraghiaia

Taglio (dovuto alle spinte dei terreni):	$V_{Ed,t} = 1.3 \times R_{kt} + 1.5 \times R_{kp} = 111.30 \text{ kN/m}$
Momento flettente (dovuto alla spinta dei terreni):	$M_{Ed,t} = 1.3 \times M_{t,k} + 1.5 \times M_{p,k} = 208.30 \text{ kNm/m}$

progettazione ati:

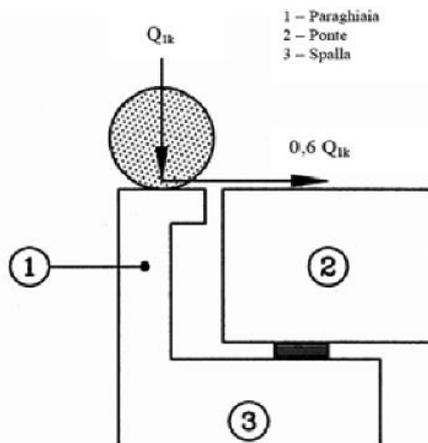


Figura C5.1.1 - Carichi da traffico su muri paraghiaia

NOTA: nella determinazione dei momenti flettenti di verifica, il muro paraghiaia viene considerato come una mensola incastrata allo spiccato del muro frontale, trascurando a favore di sicurezza gli effetti dovuti all'eventuale presenza dei muri di risvolto. La combinazione sismica viene tralasciata, poiché le sollecitazioni sono alquanto minori delle comb. SLU/SLE.

12.3.3 Combinazioni di carico

Combinazione SLU - effetto del singolo asse (carichi viaggianti)

Si considera quanto riportato al C5.1.3.3.5 delle NTC2018 (Disposizione dei carichi mobili per realizzare le condizioni di carico più gravose). Si considera che agisca direttamente l'azione frenante di uno dei due carichi (del complessivo 300 kN costituenti il Q_{1k}) ripartita su una larghezza pari all'ingombro tra le due ruote del Q_{1k} aumentata della quantità derivante da una ripartizione a 45° sull'altezza del paraghiaia (in direzione verticale). Per la geometria del paraghiaia in oggetto si individua la:

base collaborante del muro paraghiaia:	$b = 2 \times h \times \tan(45^\circ) + i_{\text{tandem}} = \mathbf{11.56 \text{ m}}$
Peso proprio muro paraghiaia (per metro lineare):	$p_k = s \times h \times (25.00 \text{ kN/m}^3) = \mathbf{71.70 \text{ kN/m}}$
Valore di progetto SLU (peso muro per metro lin.):	$p_d = 1.3 \times p_k = \mathbf{93.21 \text{ kN/m}}$
Carico tandem (singolo asse, NTC2018):	$Q_{1k} = \mathbf{300 \text{ kN}}$
da cui i carichi (caratteristici) pari a:	$Q_{\text{acc,v}} = Q_{1k} / b = \mathbf{25.95 \text{ kN/m}}$ (verticale)
	$Q_{\text{acc,h}} = 0.60 \times Q_{1k} / b = \mathbf{15.57 \text{ kN/m}}$ (orizzontale)
Momento flettente allo spiccato paraghiaia:	$M_{\text{acc,h,k}} = Q_{\text{acc,h}} \times h = \mathbf{74.43 \text{ kNm/m}}$
Azione assiale SLU (per peso proprio paraghiaia):	$N_{\text{Ed,p}} = p_d = \mathbf{93.21 \text{ kN/m}}$
Taglio SLU (dovuto ai carichi viaggianti):	$V_{\text{Ed,c}} = 1.5 \times Q_{\text{acc,h}} = \mathbf{23.36 \text{ kN/m}}$ (orizzontale)
Momento flettente SLU (per carichi viaggianti):	$M_{\text{acc,h}} = 1.3 \times M_{\text{acc,h,k}} = \mathbf{96.76 \text{ kNm/m}}$

Combinazioni di carico, riferite a $b_w = 1 \text{ m}$ di larghezza di muro

Combinazione di carico SLU

Azione assiale (compressione):	$N_{\text{Ed,SLU}} = N_{\text{Ed,p}} + 0.9 \times Q_{\text{acc,v}} = \mathbf{116.57 \text{ kN}}$
Taglio longitudinale:	$V_{\text{Ed,SLU}} = V_{\text{Ed,t}} + V_{\text{Ed,c}} = \mathbf{134.66 \text{ kN}}$

progettazione ati:

Momento flettente:	$M_{Ed,SLU} = M_{Ed,t} + M_{acc,h} = 305.06 \text{ kNm}$
Combinazione di carico SLE-rara	
Azione assiale (compressione):	$N_{Ed,rara} = p_k + 1.00 \times Q_{acc,v} = 97.65 \text{ kN}$
Taglio longitudinale:	$V_{Ed,rara} = 1.0 \times R_{kt} + 1.0 \times R_{kp} + 1.00 \times Q_{acc,h} = 97.20 \text{ kN}$
Momento flettente:	$M_{Ed,rara} = 1.0 \times M_{t,k} + 1.0 \times M_{p,k} + 1.00 \times M_{acc,h,k} = 225.13 \text{ kNm}$
Combinazione di carico SLE-frequente	
Azione assiale (compressione):	$N_{Ed,freq} = p_k + 0.75 \times Q_{acc,v} = 91.16 \text{ kN}$
Taglio longitudinale:	$V_{Ed,freq} = 1.0 \times R_{kt} + 1.0 \times R_{kp} + 0.75 \times Q_{acc,h} = 93.31 \text{ kN}$
Momento flettente:	$M_{Ed,freq} = 1.0 \times M_{t,k} + 1.0 \times M_{p,k} + 0.75 \times M_{acc,h,k} = 206.53 \text{ kNm}$
Combinazione di carico SLE-quasi permanente	
Azione assiale (compressione):	$N_{Ed,qperm} = p_k + 0.0 \times Q_{acc,v} = 71.70 \text{ kN}$
Taglio longitudinale:	$V_{Ed,qperm} = 1.0 \times R_{kt} + 1.0 \times R_{kp} + 0.0 \times Q_{acc,h} = 81.63 \text{ kN}$
Momento flettente:	$M_{Ed,qperm} = 1.0 \times M_{t,k} + 1.0 \times M_{p,k} + 0.0 \times M_{acc,h,k} = 150.71 \text{ kNm}$

12.3.4 Verifica armature verticali e verifica a taglio

Nota: per semplicità e sicurezza nelle verifiche delle armature del paraghiaia, verrà trascurata la compressione assiale.

Normative di riferimento per le verifiche della sezione in c.a.

D.M. 17/01/2018 – da par. 4.1.2 a par. 4.1.2.3.5.2 (di seguito indicata come NTC2018)

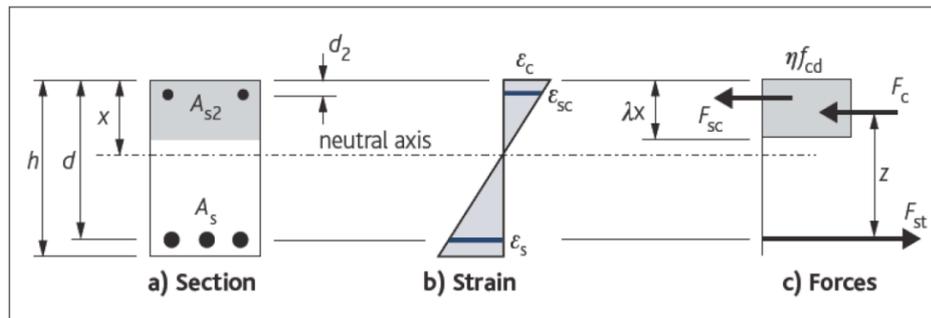
UNI EN 1992-1-1 – da p.to 3.1.6 a p.to 6.2.3 (di seguito indicata come EC2).

Nota: nelle computo delle verifiche di resistenza allo stato limite e a quelle di verifica allo stato limite di esercizio, si sono seguite le indicazioni riportate nelle NTC2018. Laddove le NTC2018 rimandano direttamente al corpo normativo degli Eurocodici Strutturali (CEN/TC 250), si sono seguite nel dettaglio le indicazioni riportate nel corpo degli Eurocodici (versione UNI EN e relativi annessi nazionali italiani).

Dati della sezione a verifica, sollecitazioni, valori limite

Forma della sezione (equivalente) a verifica:	rettangolare
Elemento strutturale a verifica:	(elemento strutturale)
Tipo di elemento a verifica:	"piastra"
Larghezza sezione:	$b = 1000 \text{ mm}$
Altezza sezione:	$h = 600 \text{ mm}$
Copriferro nominale (barre longit. portanti):	$c_{nom} = 65 \text{ mm}$ (in questo calcolo, non inteso delle armature più esterne)
Armatura longitudinale disposta (tesa):	$A_s = 5\phi 20$ (correnti) + $0\phi 20$ (spezzoni)
Armatura longitudinale disposta (compressa):	$A_{s2} = 5\phi 20$ (correnti) + $0\phi 20$ (spezzoni)
Armatura di cucitura a taglio disposta:	non necessarie
Lunghezza minima ancoraggi (compressione):	$l_{b,min} = \max(0.3 \times l_{b,rqd}, 10 \times \phi, 100 \text{ mm}) = 21 \text{ cm}$
Lunghezza minima ancoraggi (trazione):	$l_{b,min} = \max(0.6 \times l_{b,rqd}, 10 \times \phi, 100 \text{ mm}) = 42 \text{ cm}$

progettazione ati:



← Schema di calcolo sezione

Sollecitazione di progetto flettente (SLU/SLV):	$M_{Ed} = 305.1$ kNm
Sollecitazione di progetto a taglio (SLU/SLV)	$V_{Ed} = 134.7$ kN
Sollecitazione flettente (comb. quasi-permanente):	$M_{QP} = 150.7$ kNm
Sollecitazione flettente (comb. frequente):	$M_{FR} = 206.5$ kNm
Sollecitazione flettente (comb. rara):	$M_{RA} = 225.1$ kNm
Limite max aperture fessure per comb. QP:	$w_{k,max_QP} = 0.20$ mm (NTC2018, eq. 4.1.2.2.4)
Limite max aperture ferrure per comb. FR:	$w_{k,max_FR} = 0.30$ mm (NTC2018, eq. 4.1.2.2.4)
Resistenza a compressione cls (comb. rara):	$\sigma_{c,rara} = 0.60 \times f_{ck} = 19.20$ N/mm ² (NTC2018, eq. 4.1.15)
Resistenza a compressione cls (comb. quasi perm.):	$\sigma_{c,Qperm} = 0.45 \times f_{ck} = 14.40$ N/mm ² (NTC2018, eq. 4.1.16)
Massima tensione dell'acciaio (comb. rara):	$\sigma_{s,max} = 0.8 \times f_{yk} = 360.0$ N/mm ² (NTC2018, eq. 4.1.17).

Riassunto degli esiti delle verifiche

Di seguito, si riportano tutti gli esiti delle verifiche SLU, SLE relativi alla sezione strutturale a verifica (valori positivi minori o uguali all'unità indicano esiti positivi delle verifiche).

Più avanti, tutte le verifiche sono riportate nel dettaglio secondo le disposizioni delle NTC2018 e degli Eurocodici Strutturali (CEN/TC 250) e relativi annessi nazionali.

Verifiche SLU/SLV		Verifiche SLE (fessurazione)		Verifiche SLE (massime tensioni)		
M_{Ed} / M_{Rd}	$V_{Ed} / V_{Rd,cls}$	WQP / WQP,max	WFR / WFR,max	$\sigma_{s,RA} / \sigma_{s,max}$	$\sigma_{c,QP} / \sigma_{c,Qperm}$	$\sigma_{c,RA} / \sigma_{c,rara}$
0.996	0.623	0.823	0.752	0.833	0.160	0.334

Nota bene: Il pedice "s" sta per "acciaio" in trazione, il pedice "c" sta per calcestruzzo maggiormente compresso. Valori maggiori di uno per il rapporto $V_{Ed} / V_{Rd,cls}$ indicano che è necessario predisporre un'apposita armatura di cucitura al taglio.

Caratteristiche di resistenza del calcestruzzo – EC2 tab. 3.1 – NTC2018 cap. 11, tab. 4.1.1

Resistenza cilindrica cls:	$f_{ck} = 32$ N/mm ²
Resistenza cubica cls:	$f_{ck,cube} = 40$ N/mm ²
Classe di resistenza cls:	C32/40 (NTC2018, tab. 4.1.1)
Resistenza di calcolo a trazione (cls):	$f_{ctd} = \alpha_{ct} \times f_{ctk,0.05} / \gamma_c = 1.41$ N/mm ² (da NTC2018, eq. 4.1.4)
Resistenz di calcolo a compressione (cls):	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 18.13$ N/mm ² (NTC2018, eq. 4.1.3)
Coefficiente per condizione di aderenza:	$\eta_1 = 0.7$ (considerata "bassa aderenza", EC2 p.to 8.4.2)
Coefficiente per diametro delle barre armatura:	$\eta_2 = 1.0$ (per diametri minori di 32 mm)
Tensione ultima di aderenza (barre nervate):	$f_{bd} = 2.25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctd} = 2.22$ N/mm ²

progettazione ati:

	(EC2 eq. 8.2, NTC2018 eqq. 4.1.6, 4.1.7)
Diametro armature longitudinali:	$\phi = 20$ mm (diametro di riferimento, assunto)
Lunghezza di ancoraggio base:	$l_{b,rqd} = (\phi / 4) \times (\sigma_{sd} / f_{bd}) = 704$ mm (EC2 eq. 8.3) $l_{b,rqd} = 80$ cm (arrotondato in eccesso)
Si ha precisamente (lunghezza ancoraggio base):	$l_{b,rqd} = 40\phi$
Lunghezza minima di ancoraggio (compressione):	$l_{b,min} = \max(0.3 \times l_{b,rqd}, 10 \times \phi, 100 \text{ mm}) = 21$ cm
Lunghezza minima di ancoraggio (trazione):	$l_{b,min} = \max(0.6 \times l_{b,rqd}, 10 \times \phi, 100 \text{ mm}) = 42$ cm
Calcolo fattori K, K' (per verifica tipo di armatura: singola o doppia)	
Momento flettente di progetto applicato:	$M_{Ed} = 305.1$ kNm
Larghezza della sezione (a verifica):	$b = b_w = 1000$ mm
Altezza effettiva della sezione:	$h = 600$ mm
Altezza utile della sezione:	$d = 525$ mm
Percentuale del momento di redistribuzione:	$m_r = 0$ %
Tasso di redistribuzione sulla sezione:	$\delta = \max(1 - m_r, 0.70) = 1.00$
Profondità asse neutro, SLU (dopo redistribuzione):	$x_u = (\delta - 0.4) \times d = 315$ mm
Massimo valore del coefficiente K:	$K_{max} = 1 / 3.53 = 0.283$
Coefficiente K (momento agente adimensionale):	$K = M_{Ed} / (b \times d^2 \times f_{ck}) = 0.035$
Coefficiente K' confronto (momento ad. max cls):	$K' = 0.598 \times \delta - 0.18 \times \delta^2 - 0.21 = 0.208$
OK - Valore di K congruente (sezione geometrica e altezza compatibili)	
K <= K' - Sono sufficienti le sole armature a trazione	
Area di armature tesa richiesta (sezione ad armatura singola)	
Tensione di snervamento acciai armature:	$f_{yk} = 450$ N/mm ²
Fattore parziale di sicurezza per l'acciaio:	$\gamma_s = 1.15$
Braccio di leva (armatura singola):	$z = \min(0.5 + 0.5 \times \sqrt{1 - 3.53 \times K}, 0.95) \times d = 499$ mm
Tensione di progetto acciai armature:	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391$ N/mm ²
Area armature tese richieste (armatura singola):	$A_{s1,req} = M_{Ed} / (f_{yd} \times z) = 1563$ mm ²
Armatura singola (armat. compressa):	$A_{s2,req} = 0$ mm ² "(non serve armatura compressa)"
K <= K' - Sono sufficienti le sole armature a trazione	
Minimi quantitativi di armatura tesa (EC2 p.to 7.3.2)	
Coefficiente di distribuzione delle tensioni:	$k_c = 0.4$
Coefficiente di tensione non uniforme autoequilib.:	$k = 0.65$
Valore medio della resistenza a trazione (cls):	$f_{ct,eff} = 3.0$ N/mm ²
Area del calcestruzzo in zona tesa:	$A_{ct} = b \times (h - x_u) = 285000$ mm ²
Massima tensione ammessa nelle armature tese:	$\sigma_s = 300$ N/mm ² (EC2, prospetti 7.2N, 7.3N)
Diametro max delle barre in trazione:	$\phi_s^* = 20$ mm (EC2, da prospetto 7.2N)
Altezza zona tesa prima della fessurazione:	$h_{cr} = h/2 = 300$ mm (approssimato,)
Diametro massimo modificato (barre tese):	$\phi_s = \phi_s^* \times (f_{ct,eff} / 2.9 \text{ N/mm}^2) \times k_c \times h_{cr} / (2 \times (h - d)) = 16.7$ mm (per sezione inflessa)

progettazione ati:

Area minima armature in zona tesa (EC2, eq.7.1): $A_{s,min} = k_c \times k \times f_{ct,eff} \times A_{ct} / \sigma_s = 747 \text{ mm}^2$

OK - Armatura a trazione da calcolo superiore al minimo richiesto: $A_{s1,req} \geq A_{s,min}$

Arete armature tesa e compressa richieste (calcolo/minimo norme)

Armature richieste da considerare (calcolo/norma): $A_{s1,req,eff} = \max(A_{s,min}, A_{s1,req}) = 1563 \text{ mm}^2$ (in trazione)

$A_{s2,req,eff} = 0 \text{ mm}^2$ (in compressione)

Armature effettivamente disposte in zona tesa nella sezione larga $b = b_w$ e alta h

Numero barre (base) a compressione in sezione: $n_{min,c} = 5$

Diametro barre (base) in compressione: $\phi_{min,c} = 20 \text{ mm}$

Numero barre (aggiuntive) a compressione: $n_{max,c} = 0$

Diametro barre (aggiuntive) in compressione: $\phi_{max,c} = 20 \text{ mm}$

Barre di armatura compressa disposta ($A_{s2,prov}$): **5 ϕ 20 (diffusa) + 0 ϕ 20 (spezzoni)**

Area armature (effettive) in zona compressa: $A_{s2,prov} = 1570 \text{ mm}^2$

Numero barre (base) a trazione in sezione: $n_{min} = 5$

Diametro barre (base) a trazione: $\phi_{min} = 20 \text{ mm}$

Numero barre (aggiuntive) a trazione in sezione: $n_{max} = 0$

Diametro barre (aggiuntive) a trazione: $\phi_{max} = 20 \text{ mm}$

Barre di armatura tesa disposta ($A_{s,prov}$): **5 ϕ 20 (diffusa) + 0 ϕ 20 (spezzoni)**

Area armature (effettive presenti) in zona tesa: $A_{s,prov} = 1570 \text{ mm}^2$

Momento resistente SLU/SLV: $M_{Rd} = Z \times A_{s,prov} \times f_{yd} = 306.4 \text{ kNm}$

$M_{Ed} / M_{Rd} = 0.996 \leq 1$

OK - Armatura disposta in trazione sufficiente

Area min di armatura tesa (EC2, eq. 9.1N): $A_{s,min} = \max(0.26 \times f_{ctm} / f_{yk}, 0.0013) \times b \times d = 917 \text{ mm}^2$

Area max di armatura tesa (EC2, p.to 9.2.1.1(3)): $A_{s,max} = 0.04 \times b \times h = 24000 \text{ mm}^2$

OK - Armatura tesa compresa entro i limiti: $A_{s,min} \leq A_{s,prov} \leq A_{s,max}$

Minimi quantitativi di armatura tesa per piastre piene (NTC p.to 4.1.6.1, EC2 p.to 9.3.1 – 9.2.1.1(1) e (3))

Larghezza media della zona tesa: $b_t = b_w = 1000 \text{ mm}$

Area armatura minima (piastra): $A_{s,min,pl} = \max(0.26 \times (f_{ctm} / f_{yk}) \times b_t \times d, 0.0013 \times b_t \times d) = 917 \text{ mm}^2$

Area sezione trasversale calcestruzzo: $A_c = b_w \times h = 600000 \text{ mm}^2$

Area tesa max (fuori dalle sovrapposizioni): $A_{s,max,pl} = 0.04 \times A_c = 24000 \text{ mm}^2$

Area armature (effettive presenti) in zona tesa: $A_{s,prov} = 1570 \text{ mm}^2$

OK - Armatura tesa entro i limiti: $A_{s,min,pl} \leq A_{s,prov} \leq A_{s,max,pl}$

Verifica allo stato limite di esercizio, limitazione delle tensioni (EC2 p.to 7.2, NTC2018 p.to 4.1.2.2.5)

Sollecitazione flettente (comb. quasi-permanente): $M_{QP} = 150.7 \text{ kNm}$

Sollecitazione flettente (comb. frequente): $M_{FR} = 206.5 \text{ kNm}$

Sollecitazione flettente (comb. rara): $M_{RA} = 225.1 \text{ kNm}$

Resistenza a compressione cls (comb. rara): $\sigma_{c,rara} = 0.60 \times f_{ck} = 19.20 \text{ N/mm}^2$ (NTC2018, eq. 4.1.15)

Resistenza a compressione cls (comb. quasi perm.): $\sigma_{c,Qperm} = 0.45 \times f_{ck} = 14.40 \text{ N/mm}^2$ (NTC2018, eq. 4.1.16)

progettazione ati:

Massima tensione dell'acciaio (comb. rara):	$\sigma_{s,max} = 0.8 \times f_{yk} = \mathbf{360.0 \text{ N/mm}^2}$ (NTC2018, eq. 4.1.17)
Altezza effettiva sezione inflessa:	$h = \mathbf{600 \text{ mm}}$
Larghezza sezione inflessa:	$b = \mathbf{1000 \text{ mm}}$
Distanza baricentro armature compresse da lembo estremo compresso:	$d_2 = \mathbf{75 \text{ mm}}$
Armatura superiore compressa (presente):	$A_f' = A_{s2,prov} = \mathbf{1570 \text{ mm}^2}$
Armatura inferiore tesa (presente):	$A_f = A_{s,prov} = \mathbf{1570 \text{ mm}^2}$
Coefficiente di omogenizzazione:	$n_- = \mathbf{15}$
Parametro "a ₁ " (posizione):	$a_1 = n_- \times (A_f' + A_f) / b = \mathbf{47 \text{ mm}}$
Parametro "e ₁ " (posizione):	$e_1 = d_2 \times A_f' + d \times A_f = \mathbf{942000 \text{ mm}^3}$
Parametro "c ₁ " (posizione):	$c_1 = n_- \times (A_f' + A_f)^2 = \mathbf{147894000 \text{ mm}^4}$
Posizione asse neutro elastico (da lembo compr.):	$y = a_1 \times (-1 + \sqrt{1 + 2 \times b \times e_1 / c_1}) = \mathbf{127 \text{ mm}}$
Tensione massima cls compresso (comb. rara):	$\sigma_{c,RA} = M_{RA} / [(b \times y/2) \times (d - y/3) + n_- \times A_f' \times (y - d_2) \times (d - d_2)/y] = \mathbf{6.41 \text{ N/mm}^2}$
Tensione massima acciai tesi (comb. rara):	$\sigma_{s,RA} = n_- \times \sigma_{c,RA} \times (d - y) / y = \mathbf{299.85 \text{ N/mm}^2}$
Tensione massima cls compresso (comb. QP):	$\sigma_{c,QP} = (M_{QP} / M_{RA}) \times \sigma_{c,RA} = \mathbf{4.29 \text{ N/mm}^2}$
Tensione massima cls compresso (comb. FR):	$\sigma_{c,FR} = (M_{FR} / M_{RA}) \times \sigma_{c,RA} = \mathbf{5.88 \text{ N/mm}^2}$
Risulta, quindi:	$\sigma_{s,RA} / \sigma_{s,max} = \mathbf{0.833} \text{ " } \leq \mathbf{1} \text{ "}$
	$\sigma_{c,QP} / \sigma_{c,Qperm} = \mathbf{0.298} \text{ " } \leq \mathbf{1} \text{ "}$
	$\sigma_{c,RA} / \sigma_{c,rara} = \mathbf{0.334} \text{ " } \leq \mathbf{1} \text{ "}$

OK - Verifica allo stato limite di esercizio delle tensioni verificato

Verifica allo stato limite di fessurazione (EC2 p.to 7.3.4, NTC2018 p.to 4.1.2.2.4)

Max apertura fessure (comb. quasi-permanente):	$w_{k,max_QP} = \mathbf{0.20 \text{ mm}}$ (NTC2018 p.to 4.1.2.2.4)
Max apertura fessure (comb. frequente):	$w_{k,max_FR} = \mathbf{0.30 \text{ mm}}$ (NTC2018 p.to 4.1.2.2.4)
Larghezza della sezione:	$b = \mathbf{1000 \text{ mm}}$
Posizione asse neutro (elastico)	$x = \mathbf{127 \text{ mm}}$ (da lembo compresso)
Altezza effettiva dell'area di cls in trazione:	$h_{c,eff} = \min(2.5 \times (h - d), (h - x)/3, h/2) = \mathbf{158 \text{ mm}}$ (EC2, p.to 7.3.2(3))
Area barre disposte in zona tesa:	$A_{s,prov} = \mathbf{1570 \text{ mm}^2}$
Area barre disposte in zona compressa:	$A_{s2,prov} = \mathbf{1570 \text{ mm}^2}$
Copriferro armature longitudinali:	$c = c_{nom} = \mathbf{65 \text{ mm}}$
Momento in combinazione quasi-permanente:	$M_{QP} = \mathbf{150.7 \text{ kNm}}$
Rapporto tra sollecitazione flettenti SLE/SLU:	$R_{PL_QP} = M_{QP} / M_{Ed} = \mathbf{0.49}$
Tensione di esercizio QP nelle armature tese:	$\sigma_{s_QP} = (f_{yd} \times A_{s1,req,eff} / A_{s,prov}) \times R_{PL_QP} = \mathbf{192 \text{ N/mm}^2}$
Momento in combinazione rara:	$M_{FR} = \mathbf{206.5 \text{ kNm}}$
Rapporto tra sollecitazione flettenti SLE/SLU:	$R_{PL_FR} = M_{FR} / M_{Ed} = \mathbf{0.68}$
Tensione di esercizio FR nelle armature tese:	$\sigma_{s_FR} = (f_{yd} \times A_{s1,req,eff} / A_{s,prov}) \times R_{PL_FR} = \mathbf{264 \text{ N/mm}^2}$
Valore medio della resistenza a trazione del cls:	$f_{ct,eff} = f_{ctm} = \mathbf{3.0 \text{ N/mm}^2}$ (valore di trazione efficace)
Modulo di elasticità secante del cls:	$E_{cm} = \mathbf{33346 \text{ N/mm}^2}$
Modulo di elasticità acciaio:	$E_s = \mathbf{200000 \text{ N/mm}^2}$

progettazione ati:

Rapporto dei moduli elastici (acciaio/cls):	$\alpha_e = E_s / E_{cm} = \mathbf{6.00}$
Diametro (equivalente) armature longitudinali tese:	$\phi_{eq} = (n_{min} \times \phi_{min}^2 + n_{max} \times \phi_{max}^2) / (n_{min} \times \phi_{min} + n_{max} \times \phi_{max}) = \mathbf{20 \text{ mm}}$
Area effettiva del cls in trazione:	$A_{c,eff} = b \times h_{c,eff} = \mathbf{157506 \text{ mm}^2}$
Rapporto norm. area acciaio teso (EC2, eq.7.10):	$\rho_{p,eff} = A_{s,prov} / A_{c,eff} = \mathbf{0.010}$
Fattore di durata del carico:	$k_t = \mathbf{0.6}$ (EC2, p.to 7.3.4(2))
Coefficiente aderenza armature:	$k_1 = \mathbf{0.2}$ (EC2, p.to 7.3.4(3))
Coefficiente di distribuzione deformazioni:	$k_2 = \mathbf{0.5}$ (EC2, p.to 7.3.4(3))
Coefficiente k_3 :	$k_3 = \mathbf{3.4}$ (EC2, p.to 7.3.4(3))
Coefficiente k_4 :	$k_4 = \mathbf{0.425}$ (EC2, p.to 7.3.4(3))
Spaziatura barre tese disposte:	$s_{s,tese} = b / (n_{min} + n_{max}) = \mathbf{200 \text{ mm}}$
Spaziatura armatura aderente $> 5 \times (C_{nom} + \phi_{eq}/2)$?:	"no"
Max ampiezza tra le fessurazioni (EC2, eq.7.11):	$s_{r,max,1} = (k_3 \times c) + ((k_1 \times k_2 \times k_4 \times \phi_{eq}) / \rho_{p,eff}) = \mathbf{285 \text{ mm}}$
Max ampiezza tra le fessurazioni (EC2, eq.7.14):	$s_{r,max,2} = 1.3 \times (h - x) = \mathbf{614 \text{ mm}}$
Per l'ampiezza delle fessurazioni si prende valore:	$s_{r,max} = \mathbf{285 \text{ mm}}$
Ampiezza caratteristica fessurazioni, in combinazione quasi-permanente (EC2, eq.7.8):	
$W_{k_QP} = s_{r,max} \times \max[(\sigma_{s_QP} - ((k_t \times f_{ct,eff} / \rho_{p,eff}) \times (1 + (\alpha_e \times \rho_{p,eff})))) / E_s, 0.6 \times \sigma_{s_QP} / E_s]$	
	$W_{k_QP} = \mathbf{0.16 \text{ mm}}$
Risulta, per combinazione quasi-permanente:	$W_{k_QP} \leq W_{k,max_QP}$
Verifica allo stato limite di fessurazione per comb. quasi-permanente, OK	
Ampiezza caratteristica fessurazioni, in combinazione frequente (EC2, eq.7.8):	
$W_{k_FR} = s_{r,max} \times \max[(\sigma_{s_FR} - ((k_t \times f_{ct,eff} / \rho_{p,eff}) \times (1 + (\alpha_e \times \rho_{p,eff})))) / E_s, 0.6 \times \sigma_{s_FR} / E_s]$	
	$W_{k_FR} = \mathbf{0.23 \text{ mm}}$
Risulta, per combinazione frequente:	$W_k \leq W_{k,max_FR}$
Verifica allo stato limite di fessurazione per comb. frequente, OK	
Resistenza sezione al taglio in assenza di apposite armature di cucitura (EC2 p.to 6.2.2, NTC2018 p.to 4.1.2.3.5.1)	
Minima larghezza della sezione a taglio:	$b_w = \mathbf{1000 \text{ mm}}$
Altezza effettiva della sezione (a flessione):	$h = \mathbf{600 \text{ mm}}$
Altezza utile della sezione a taglio:	$d = \mathbf{525 \text{ mm}}$
Resistenza caratteristica del cls:	$f_{ck} = \mathbf{32 \text{ N/mm}^2}$
Coefficiente parziale di sicurezza cls:	$\gamma_c = \mathbf{1.50}$ (NTC2018, eq. 4.1.3)
Coefficiente di applicazione dei carichi:	$\alpha_{cc} = \mathbf{0.85}$ (NTC2018, eq. 4.1.3)
Resistenza di progetto a compressione:	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = \mathbf{18.1 \text{ N/mm}^2}$ (EC2 eq.3.15, NTC2018)
Area dell'armatura longitudinale tesa che si estende di almeno $l_{bd} + d$ oltre la sezione considerata per la verifica a taglio:	
	$A_{sl} = A_{s,prov} = \mathbf{1570 \text{ mm}^2}$
Valore del taglio di progetto (SLU/SLV)	$V_{Ed} = \mathbf{134.7 \text{ kN}}$
Braccio di leva a flessione:	$z = \mathbf{499 \text{ mm}}$
Tensione di taglio di progetto (SLU/SLV):	$V_{Ed} = V_{Ed} / (z \times b_w) = \mathbf{0.3 \text{ N/mm}^2}$
Tasso geometrico armature longitudinali a trazione:	$\rho_l = \min(A_{sl} / (b_w \times d), 0.02) = \mathbf{0.003}$
Tensione nel conglomerato:	$C_{Rd,c} = 0.18 \text{ N/mm}^2 / \gamma_c = \mathbf{0.120 \text{ N/mm}^2}$

progettazione ati:

	$k = \min(1 + (200 \text{ mm} / d)^{0.5}, 2) = \mathbf{1.617}$ (NTC2018, p.to 4.1.2.3.5.1)
Resistenza ultima a taglio (EC2 eq.6.2.a):	$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2)^{(1/3)} \times b_w \times d = \mathbf{216.3 \text{ kN}}$
Tensione minima di taglio:	$v_{\min} = 0.035 \text{ N/mm}^2 \times k^{1.5} \times (f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2)^{0.5} = \mathbf{0.4 \text{ N/mm}^2}$
Forza assiale nella sezione, per effetto delle precompressione:	$N_{Ed} = \mathbf{0 \text{ kN}}$
Area della sezione trasversale in cls:	$A_C = b_w \times h = \mathbf{600000 \text{ mm}^2}$
Tensione sulla sezione per azione assiale:	$\sigma_{cp} = \min(N_{Ed} / A_C, 0.2 \times f_{cd}) = \mathbf{0.0 \text{ N/mm}^2}$
	$k_1 = 0.15$ (NTC2018, eq. 4.1.23)
Resistenza a taglio minima (EC2 eq.6.2.b):	$V_{Rd,c,\min} = (v_{\min} + k_1 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = \mathbf{213.8 \text{ kN}}$
Per la sezione in oggetto risulta quindi:	$V_{Rd} = \max(V_{Rd,c}, V_{Rd,c,\min}) = \mathbf{216 \text{ kN}}$ (NTC2018, eq. 4.1.23)
	$V_{Ed} / V_{Rd} = \mathbf{0.623} \leq \mathbf{1}$

OK - Non necessarie apposite armature di cucitura a taglio

12.4 Verifica elementi muri di risvolto

12.4.1 Modello di calcolo adottato

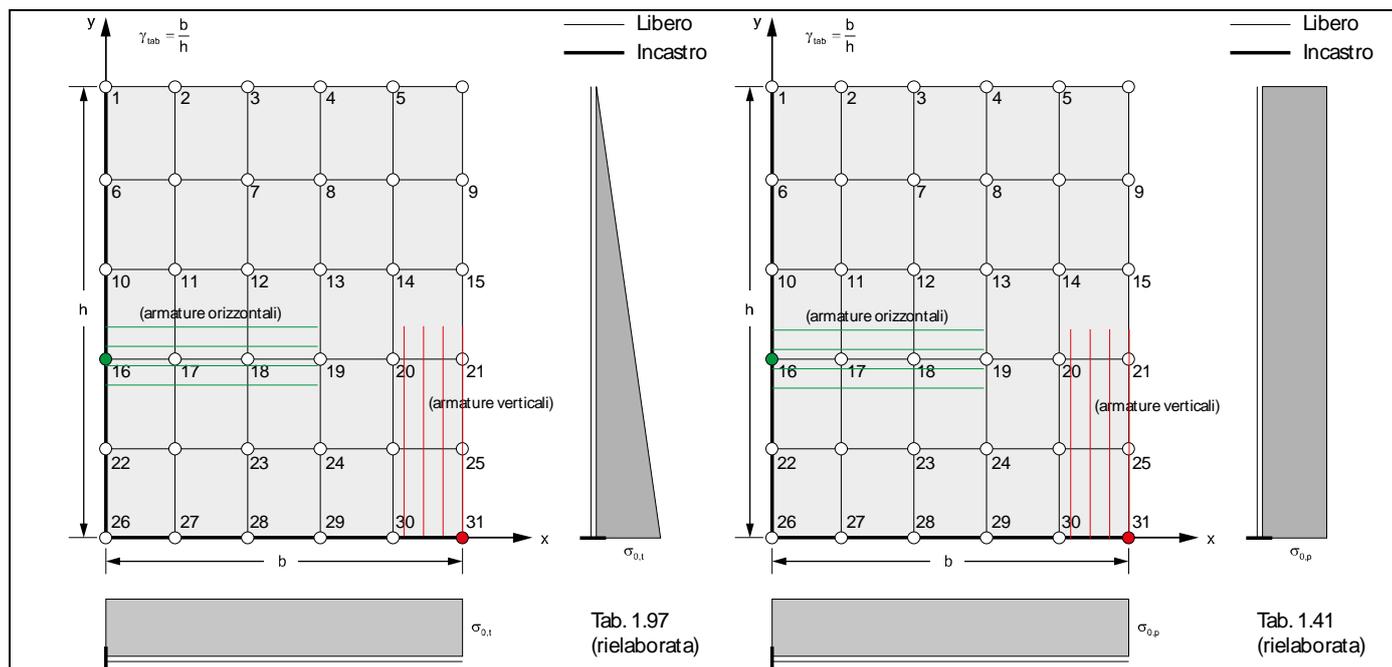
I muri di risvolto sono schematizzati come piastre rettangolari libere sui due lati e vincolate lungo gli altri due alla fondazione e al muro frontale. Generalmente, la rigidezza della fondazione è maggiore di quella dei muri di risvolto che quindi sono stati considerati incastrati alla base. Per la spinta statica del terrapieno su parti strutturali di contenimento fondati su pali, si accetta l'ipotesi di spinta "a riposo", con distribuzione triangolare con risultante orizzontale $\sigma_{0,t} = \gamma \lambda_0 h$, con $\lambda_0 = 1 - \sin \varphi$. Qui, in questo caso, si assume $\varphi = 35^\circ$.

L'ipotesi di spinta orizzontale è a favore di stabilità in quanto in realtà la risultante delle pressioni del terreno è inclinata verso il basso e quindi ha una componente verticale stabilizzante (compressione) che viene trascurata.

12.4.2 Dati geometrici e di carico

Peso specifico terreni:	$\gamma = \mathbf{18.00 \text{ kN/m}^3}$
Angolo di attrito dei terreni:	$\varphi = \mathbf{35^\circ}$
Coefficiente di spinta "a riposo":	$\lambda_a = 1 - \sin(\varphi) = \mathbf{0.43}$
Sovraccarico in superficie (caratteristico):	$Q_k = \mathbf{20.0 \text{ kN/m}^2}$
Altezza muri di risvolto (dir. y-y):	$h = \mathbf{5.98 \text{ m}}$
Larghezza muro di risvolto (dir. x-x):	$b = \mathbf{4.90 \text{ m}}$
Spessore muro di risvolto:	$s = \mathbf{75 \text{ cm}}$

progettazione ati:



Valore del coefficiente sismico orizzontale:	$k_h = 0.317$ (NTC2018, eqq. 7.11.3, 7.11.5)
Valore dell'incremento sismico (formula di Wood):	$\sigma_{W,SLV} = k_h \times h \times \gamma = 34.12 \text{ kN/m}^2$
Pressione del sovraccarico sul terrapieno:	$\sigma_{0,p} = \lambda_a \times Q_k = 8.53 \text{ kN/m}^2$
Risultante sovraccarico sul terrapieno (per m lin.):	$R_{kp} = \sigma_{0,p} \times h = 51.00 \text{ kN/m}$ (valore caratteristico orizzontale)
Pressione terreni allo spiccato del muro di risvolto:	$\sigma_{0,t} = \gamma \times \lambda_a \times h = 45.90 \text{ kN/m}^2$
Risultante terreni sul terrapieno (per m lin.):	$R_{kt} = \sigma_{0,t} \times h/2 = 137.24 \text{ kN/m}$ (valore caratteristico orizzontale)

NOTA: per il calcolo delle sollecitazioni sull'elemento piastra "muro di risvolto" - considerato incastrato su due lati consecutivi e libero sugli altri due - si sono utilizzate le tabelle di Richards Bares. In particolare, non sono state eseguite interpolazioni lineari sui valori tabellati, ma si sono assunti i valori riportati in tabella che danno il maggior cemento nei punti più significativi delle sezioni dei muri di risvolto. Momento x-x per armature ferri orizzontali (interni/esterni), momento y-y per armature ferri verticali (interni/esterni).

12.4.3 Formulazione per il calcolo delle sollecitazioni taglianti e flettenti

Rapporto dimensioni muro di risvolto: $\gamma_{tab} = b/h = 0.82$

Coefficienti tab. 1.97 (Richard Bares)

Coefficiente momento infl. x-x (carico triangolare):	$\alpha_{x16} = -0.0640$
Coefficiente momento infl. y-y (carico triangolare):	$\alpha_{y31} = -0.0896$
Coefficiente taglio x-x (carico triangolare):	$r_{x16} = 0.3176$
Coefficiente taglio y-y (carico triangolare):	$r_{y31} = 0.5505$

Coefficienti tab. 1.41 (Richard Bares)

progettazione ati:

Coefficiente momento infl. x-x (carico costante):	$\beta_{x16} = -0.1468$
Coefficiente momento infl. y-y (carico costante):	$\beta_{y31} = -0.2076$
Coefficiente taglio x-x (carico costante):	$S_{x16} = 0.5217$
Coefficiente taglio y-y (carico costante):	$S_{y31} = 1.1288$

Carichi e sollecitazioni per combinazione SLV

Massima pressione allo spiccatto (triangolare):	$q_{SLV,t} = 1.0 \times \sigma_{0,t} = 45.90 \text{ kN/m}^2$
Massima pressione allo spiccatto (costante):	$q_{SLV,c} = 1.0 \times \sigma_{W,SLV} = 34.12 \text{ kN/m}^2$
Sollecitazione flettente inflessione piano x-x:	$M_{Ed,SLV,x} = (\alpha_{x16} \times q_{SLV,t} + \beta_{x16} \times q_{SLV,c}) \times b^2 = -190.80 \text{ kNm/m}$
Sollecitazione flettente inflessione piano y-y:	$M_{Ed,SLV,y} = (\alpha_{y31} \times q_{SLV,t} + \beta_{y31} \times q_{SLV,c}) \times h^2 = -400.39 \text{ kNm/m}$
Sollecitazione di taglio su sez. x-x:	$V_{Ed,SLV,x} = (r_{y31} \times q_{SLV,t} + s_{y31} \times q_{SLV,c}) \times h = 381.43 \text{ kN/m}$
Sollecitazione di taglio su sez. y-y:	$V_{Ed,SLV,y} = (r_{x16} \times q_{SLV,t} + s_{x16} \times q_{SLV,c}) \times b = 158.66 \text{ kN/m}$

Carichi e sollecitazioni per combinazione SLU

Massima pressione allo spiccatto (triangolare):	$q_{SLU,t} = 1.3 \times \sigma_{0,t} = 59.67 \text{ kN/m}^2$
Massima pressione allo spiccatto (costante):	$q_{SLU,c} = 1.5 \times \sigma_{0,p} = 12.79 \text{ kN/m}^2$
Sollecitazione flettente inflessione piano x-x:	$M_{Ed,SLU,x} = (\alpha_{x16} \times q_{SLU,t} + \beta_{x16} \times q_{SLU,c}) \times b^2 = -136.78 \text{ kNm/m}$
Sollecitazione flettente inflessione piano y-y:	$M_{Ed,SLU,y} = (\alpha_{y31} \times q_{SLU,t} + \beta_{y31} \times q_{SLU,c}) \times h^2 = -286.16 \text{ kNm/m}$
Sollecitazione di taglio su sez. x-x:	$V_{Ed,SLU,x} = (r_{y31} \times q_{SLU,t} + s_{y31} \times q_{SLU,c}) \times h = 282.79 \text{ kN/m}$
Sollecitazione di taglio su sez. y-y:	$V_{Ed,SLU,y} = (r_{x16} \times q_{SLU,t} + s_{x16} \times q_{SLU,c}) \times b = 125.56 \text{ kN/m}$

Carichi e sollecitazioni per combinazione SLE-rara

Massima pressione allo spiccatto (triangolare):	$q_{SLE,r,t} = 1.0 \times \sigma_{0,t} = 45.90 \text{ kN/m}^2$
Massima pressione allo spiccatto (costante):	$q_{SLE,r,c} = 1.0 \times \sigma_{0,p} = 8.53 \text{ kN/m}^2$
Sollecitazione flettente inflessione piano x-x:	$M_{Ed,SLE,r,x} = (\alpha_{x16} \times q_{SLE,r,t} + \beta_{x16} \times q_{SLE,r,c}) \times b^2 = -100.59 \text{ kNm/m}$
Sollecitazione flettente inflessione piano y-y:	$M_{Ed,SLE,r,y} = (\alpha_{y31} \times q_{SLE,r,t} + \beta_{y31} \times q_{SLE,r,c}) \times h^2 = -210.38 \text{ kNm/m}$

Carichi e sollecitazioni per combinazione SLE-frequente

Massima pressione allo spiccatto (triangolare):	$q_{SLE,f,t} = 1.0 \times \sigma_{0,t} = 45.90 \text{ kN/m}^2$
Massima pressione allo spiccatto (costante):	$q_{SLE,f,c} = 0.75 \times \sigma_{0,p} = 6.40 \text{ kN/m}^2$
Sollecitazione flettente inflessione piano x-x:	$M_{Ed,SLE,f,x} = (\alpha_{x16} \times q_{SLE,f,t} + \beta_{x16} \times q_{SLE,f,c}) \times b^2 = -93.08 \text{ kNm/m}$
Sollecitazione flettente inflessione piano y-y:	$M_{Ed,SLE,f,y} = (\alpha_{y31} \times q_{SLE,f,t} + \beta_{y31} \times q_{SLE,f,c}) \times h^2 = -194.56 \text{ kNm/m}$

Carichi e sollecitazioni per combinazione per SLE-quasi permanente

Massima pressione allo spiccatto (triangolare):	$q_{SLE,qp,t} = 1.0 \times \sigma_{0,t} = 45.90 \text{ kN/m}^2$
Massima pressione allo spiccatto (costante):	$q_{SLE,qp,c} = 0.0 \times \sigma_{0,p} = 0.00 \text{ kN/m}^2$
Sollecitazione flettente inflessione piano x-x:	$M_{Ed,SLE,qp,x} = (\alpha_{x16} \times q_{SLE,qp,t} + \beta_{x16} \times q_{SLE,qp,c}) \times b^2 = -70.53 \text{ kNm/m}$
Sollecitazione flettente inflessione piano y-y:	$M_{Ed,SLE,qp,y} = (\alpha_{y31} \times q_{SLE,qp,t} + \beta_{y31} \times q_{SLE,qp,c}) \times h^2 = -147.07 \text{ kNm/m}$

progettazione ati:

12.4.4 Sollecitazioni di calcolo per le verifiche di resistenza

SINTESI SOLLECITAZIONI DI PROGETTO SLU/SLV/SLE (in valore assoluto e per $b_w = 1$ m di larghezza di muro)

SLU/SLV per armature portanti orizzontali:	$M_{Ed,x} = \max(\text{abs}(M_{Ed,SLV,x}), \text{abs}(M_{Ed,SLU,x})) = 190.80$ kNm
SLE-rara (armature orizzontali):	$M_{Ed,SLE_r,x} = 100.59$ kNm
SLE-frequente (armature orizzontali):	$M_{Ed,SLE_f,x} = 93.08$ kNm
SLE-quasi permanente (armature orizzontali):	$M_{Ed,SLE_{qp},x} = 70.53$ kNm
SLU/SLV per armature portanti verticali:	$M_{Ed,y} = \max(\text{abs}(M_{Ed,SLV,y}), \text{abs}(M_{Ed,SLU,y})) = 400.39$ kNm
SLE-rara (armature verticali):	$M_{Ed,SLE_r,y} = 210.38$ kNm
SLE-frequente (armature verticali):	$M_{Ed,SLE_f,y} = 194.56$ kNm
SLE-quasi permanente (armature verticali):	$M_{Ed,SLE_{qp},y} = 147.07$ kNm
SLU/SLV per verifica cls a taglio (no armatura):	$V_{Ed} = \max(V_{Ed,SLV,x}, V_{Ed,SLU,x}, V_{Ed,SLV,y}, V_{Ed,SLU,y}) = 381.43$ kN

12.4.5 Verifiche strutturali: armature a flessione e taglio

Verifica armature verticali (max incidenza nei nodi 30 e 31)

Normative di riferimento per le verifiche della sezione in c.a.

D.M. 17/01/2018 – da par. 4.1.2 a par. 4.1.2.3.5.2 (di seguito indicata come NTC2018)

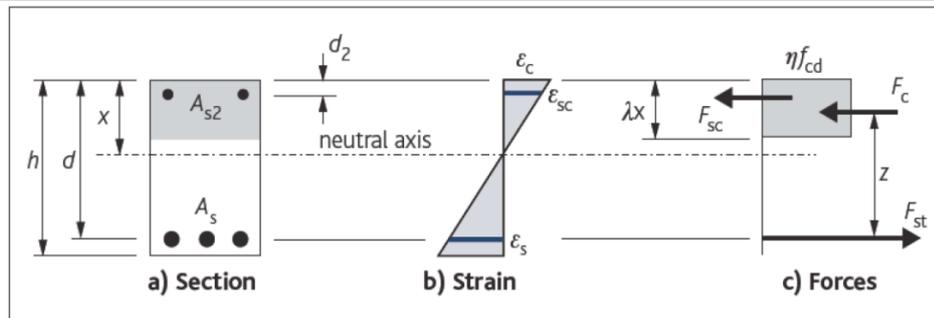
UNI EN 1992-1-1 – da p.to 3.1.6 a p.to 6.2.3 (di seguito indicata come EC2).

Nota: nelle compute delle verifiche di resistenza allo stato limite e a quelle di verifica allo stato limite di esercizio, si sono seguite le indicazioni riportate nelle NTC2018. Laddove le NTC2018 rimandano direttamente al corpo normativo degli Eurocodici Strutturali (CEN/TC 250), si sono seguite nel dettaglio le indicazioni riportate nel corpo degli Eurocodici (versione UNI EN e relativi annessi nazionali italiani).

Dati della sezione a verifica, sollecitazioni, valori limite

Forma della sezione (equivalente) a verifica:	rettangolare
Elemento strutturale a verifica:	(elemento strutturale)
Tipo di elemento a verifica:	"piastra"
Larghezza sezione:	$b = 1000$ mm
Altezza sezione:	$h = 750$ mm
Copriferro nominale (barre longit. portanti):	$c_{nom} = 69$ mm (in questo calcolo, non inteso delle armature più esterne)
Armatura longitudinale disposta (tesa):	$A_s = 5\phi 22$ (correnti) + $0\phi 22$ (spezzoni)
Armatura longitudinale disposta (compressa):	$A_{s2} = 5\phi 22$ (correnti) + $0\phi 22$ (spezzoni)
Armatura di cucitura a taglio disposta:	almeno $A_{sw} = 1006$ mm ² /m
Lunghezza minima ancoraggi (compressione):	$l_{b,min} = \max(0.3 \times l_{b,rqd}, 10 \times \phi, 100 \text{ mm}) = 23$ cm
Lunghezza minima ancoraggi (trazione):	$l_{b,min} = \max(0.6 \times l_{b,rqd}, 10 \times \phi, 100 \text{ mm}) = 46$ cm

progettazione ati:



← Schema di calcolo sezione

Sollecitazione di progetto flettente (SLU/SLV):	$M_{Ed} = 400.4$ kNm
Sollecitazione di progetto a taglio (SLU/SLV)	$V_{Ed} = 381.4$ kN
Sollecitazione flettente (comb. quasi-permanente):	$M_{QP} = 147.1$ kNm
Sollecitazione flettente (comb. frequente):	$M_{FR} = 194.6$ kNm
Sollecitazione flettente (comb. rara):	$M_{RA} = 210.4$ kNm
Limite max aperture fessure per comb. QP:	$w_{k,max_QP} = 0.20$ mm (NTC2018, eq. 4.1.2.2.4)
Limite max aperture ferrure per comb. FR:	$w_{k,max_FR} = 0.30$ mm (NTC2018, eq. 4.1.2.2.4)
Resistenza a compressione cls (comb. rara):	$\sigma_{c,rara} = 0.60 \times f_{ck} = 19.20$ N/mm ² (NTC2018, eq. 4.1.15)
Resistenza a compressione cls (comb. quasi perm.):	$\sigma_{c,Qperm} = 0.45 \times f_{ck} = 14.40$ N/mm ² (NTC2018, eq. 4.1.16)
Massima tensione dell'acciaio (comb. rara):	$\sigma_{s,max} = 0.8 \times f_{yk} = 360.0$ N/mm ² (NTC2018, eq. 4.1.17).

Riassunto degli esiti delle verifiche

Di seguito, si riportano tutti gli esiti delle verifiche SLU, SLE relativi alla sezione strutturale a verifica (valori positivi minori o uguali all'unità indicano esiti positivi delle verifiche).

Più avanti, tutte le verifiche sono riportate nel dettaglio secondo le disposizioni delle NTC2018 e degli Eurocodici Strutturali (CEN/TC 250) e relativi annessi nazionali.

Verifiche SLU/SLV		Verifiche SLE (fessurazione)		Verifiche SLE (massime tensioni)		
M_{Ed} / M_{Rd}	$V_{Ed} / V_{Rd,cls}$	$W_{QP} / W_{QP,max}$	$W_{FR} / W_{FR,max}$	$\sigma_{s,RA} / \sigma_{s,max}$	$\sigma_{c,QP} / \sigma_{c,Qperm}$	$\sigma_{c,RA} / \sigma_{c,rara}$
0.893	1.471	0.561	0.495	0.502	0.772	0.193

Nota bene: Il pedice "s" sta per "acciaio" in trazione, il pedice "c" sta per calcestruzzo maggiormente compresso. Valori maggiori di uno per il rapporto $V_{Ed} / V_{Rd,cls}$ indicano che è necessario predisporre un'apposita armatura di cucitura al taglio.

Caratteristiche di resistenza del calcestruzzo – EC2 tab. 3.1 – NTC2018 cap. 11, tab. 4.1.1

Resistenza cilindrica cls:	$f_{ck} = 32$ N/mm ²
Resistenza cubica cls:	$f_{ck,cube} = 40$ N/mm ²
Classe di resistenza cls:	C32/40 (NTC2018, tab. 4.1.1)
Resistenza di calcolo a trazione (cls):	$f_{ctd} = \alpha_{ct} \times f_{ctk,0.05} / \gamma_c = 1.41$ N/mm ² (da NTC2018, eq. 4.1.4)
Resistenz di calcolo a compressione (cls):	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 18.13$ N/mm ² (NTC2018, eq. 4.1.3)
Coefficiente per condizione di aderenza:	$\eta_1 = 0.7$ (considerata "bassa aderenza", EC2 p.to 8.4.2)
Coefficiente per diametro delle barre armatura:	$\eta_2 = 1.0$ (per diametri minori di 32 mm)
Tensione ultima di aderenza (barre nervate):	$f_{bd} = 2.25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctd} = 2.22$ N/mm ²

progettazione ati:

	(EC2 eq. 8.2, NTC2018 eqq. 4.1.6, 4.1.7)
Diametro armature longitudinali:	$\phi = 22$ mm (diametro di riferimento, assunto)
Lunghezza di ancoraggio base:	$l_{b,rqd} = (\phi / 4) \times (\sigma_{sd} / f_{bd}) = 774$ mm (EC2 eq. 8.3) $l_{b,rqd} = 80$ cm (arrotondato in eccesso)
Si ha precisamente (lunghezza ancoraggio base):	$l_{b,rqd} = 37\phi$
Lunghezza minima di ancoraggio (compressione):	$l_{b,min} = \max(0.3 \times l_{b,rqd}, 10 \times \phi, 100 \text{ mm}) = 23$ cm
Lunghezza minima di ancoraggio (trazione):	$l_{b,min} = \max(0.6 \times l_{b,rqd}, 10 \times \phi, 100 \text{ mm}) = 46$ cm
Calcolo fattori K, K' (per verifica tipo di armatura: singola o doppia)	
Momento flettente di progetto applicato:	$M_{Ed} = 400.4$ kNm
Larghezza della sezione (a verifica):	$b = b_w = 1000$ mm
Altezza effettiva della sezione:	$h = 750$ mm
Altezza utile della sezione:	$d = 670$ mm
Percentuale del momento di redistribuzione:	$m_r = 0$ %
Tasso di redistribuzione sulla sezione:	$\delta = \max(1 - m_r, 0.70) = 1.00$
Profondità asse neutro, SLU (dopo redistribuzione):	$x_u = (\delta - 0.4) \times d = 402$ mm
Massimo valore del coefficiente K:	$K_{max} = 1 / 3.53 = 0.283$
Coefficiente K (momento agente adimensionale):	$K = M_{Ed} / (b \times d^2 \times f_{ck}) = 0.028$
Coefficiente K' confronto (momento ad. max cls):	$K' = 0.598 \times \delta - 0.18 \times \delta^2 - 0.21 = 0.208$
OK - Valore di K congruente (sezione geometrica e altezza compatibili)	
K <= K' - Sono sufficienti le sole armature a trazione	
Area di armature tesa richiesta (sezione ad armatura singola)	
Tensione di snervamento acciai armature:	$f_{yk} = 450$ N/mm ²
Fattore parziale di sicurezza per l'acciaio:	$\gamma_s = 1.15$
Braccio di leva (armatura singola):	$z = \min(0.5 + 0.5 \times \sqrt{1 - 3.53 \times K}, 0.95) \times d = 636$ mm
Tensione di progetto acciai armature:	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391$ N/mm ²
Area armature tese richieste (armatura singola):	$A_{s1,req} = M_{Ed} / (f_{yd} \times z) = 1608$ mm ²
Armatura singola (armat. compressa):	$A_{s2,req} = 0$ mm ² "(non serve armatura compressa)"
K <= K' - Sono sufficienti le sole armature a trazione	
Minimi quantitativi di armatura tesa (EC2 p.to 7.3.2)	
Coefficiente di distribuzione delle tensioni:	$k_c = 0.4$
Coefficiente di tensione non uniforme autoequilib.:	$k = 0.65$
Valore medio della resistenza a trazione (cls):	$f_{ct,eff} = 3.0$ N/mm ²
Area del calcestruzzo in zona tesa:	$A_{ct} = b \times (h - x_u) = 348000$ mm ²
Massima tensione ammessa nelle armature tese:	$\sigma_s = 300$ N/mm ² (EC2, prospetti 7.2N, 7.3N)
Diametro max delle barre in trazione:	$\phi_s^* = 22$ mm (EC2, da prospetto 7.2N)
Altezza zona tesa prima della fessurazione:	$h_{cr} = h/2 = 375$ mm (approssimato,)
Diametro massimo modificato (barre tese):	$\phi_s = \phi_s^* \times (f_{ct,eff} / 2.9 \text{ N/mm}^2) \times k_c \times h_{cr} / (2 \times (h - d)) = 21.5$ mm (per sezione inflessa)

progettazione ati:

Area minima armature in zona tesa (EC2, eq.7.1): $A_{s,min} = k_c \times k \times f_{ct,eff} \times A_{ct} / \sigma_s = 912 \text{ mm}^2$

OK - Armatura a trazione da calcolo superiore al minimo richiesto: $A_{s1,req} \geq A_{s,min}$

Aree armature tesa e compressa richieste (calcolo/minimo norme)

Armature richieste da considerare (calcolo/norma): $A_{s1,req,eff} = \max(A_{s,min}, A_{s1,req}) = 1608 \text{ mm}^2$ (in trazione)

$A_{s2,req,eff} = 0 \text{ mm}^2$ (in compressione)

Armature effettivamente disposte in zona tesa nella sezione larga $b = b_w$ e alta h

Numero barre (base) a compressione in sezione: $n_{min,c} = 5$

Diametro barre (base) in compressione: $\phi_{min,c} = 22 \text{ mm}$

Numero barre (aggiuntive) a compressione: $n_{max,c} = 0$

Diametro barre (aggiuntive) in compressione: $\phi_{max,c} = 22 \text{ mm}$

Barre di armatura compressa disposta ($A_{s2,prov}$): **5 ϕ 22 (diffusa) + 0 ϕ 22 (spezzoni)**

Area armature (effettive) in zona compressa: $A_{s2,prov} = 1900 \text{ mm}^2$

Numero barre (base) a trazione in sezione: $n_{min} = 5$

Diametro barre (base) a trazione: $\phi_{min} = 22 \text{ mm}$

Numero barre (aggiuntive) a trazione in sezione: $n_{max} = 0$

Diametro barre (aggiuntive) a trazione: $\phi_{max} = 22 \text{ mm}$

Barre di armatura tesa disposta ($A_{s,prov}$): **5 ϕ 22 (diffusa) + 0 ϕ 22 (spezzoni)**

Area armature (effettive presenti) in zona tesa: $A_{s,prov} = 1900 \text{ mm}^2$

Momento resistente SLU/SLV: $M_{Rd} = 0.9 \times d \times A_{s,prov} \times f_{yd} = 448.3 \text{ kNm}$

$M_{Ed} / M_{Rd} = 0.893 < 1$

OK - Armatura disposta in trazione sufficiente

Area min di armatura tesa (EC2, eq. 9.1N): $A_{s,min} = \max(0.26 \times f_{ctm} / f_{yk}, 0.0013) \times b \times d = 1171 \text{ mm}^2$

Area max di armatura tesa (EC2, p.to 9.2.1.1(3)): $A_{s,max} = 0.04 \times b \times h = 30000 \text{ mm}^2$

OK - Armatura tesa compresa entro i limiti: $A_{s,min} \leq A_{s,prov} \leq A_{s,max}$

Minimi quantitativi di armatura tesa per piastre piene (NTC p.to 4.1.6.1, EC2 p.to 9.3.1 – 9.2.1.1(1) e (3))

Larghezza media della zona tesa: $b_t = b_w = 1000 \text{ mm}$

Area armatura minima (piastra): $A_{s,min,pl} = \max(0.26 \times (f_{ctm} / f_{yk}) \times b_t \times d, 0.0013 \times b_t \times d) = 1171 \text{ mm}^2$

Area sezione trasversale calcestruzzo: $A_c = b_w \times h = 750000 \text{ mm}^2$

Area tesa max (fuori dalle sovrapposizioni): $A_{s,max,pl} = 0.04 \times A_c = 30000 \text{ mm}^2$

Area armature (effettive presenti) in zona tesa: $A_{s,prov} = 1900 \text{ mm}^2$

OK - Armatura tesa entro i limiti: $A_{s,min,pl} \leq A_{s,prov} \leq A_{s,max,pl}$

Verifica allo stato limite di esercizio, limitazione delle tensioni (EC2 p.to 7.2, NTC2018 p.to 4.1.2.2.5)

Sollecitazione flettente (comb. quasi-permanente): $M_{QP} = 147.1 \text{ kNm}$

Sollecitazione flettente (comb. frequente): $M_{FR} = 194.6 \text{ kNm}$

Sollecitazione flettente (comb. rara): $M_{RA} = 210.4 \text{ kNm}$

Resistenza a compressione cls (comb. rara): $\sigma_{c,rara} = 0.60 \times f_{ck} = 19.20 \text{ N/mm}^2$ (NTC2018, eq. 4.1.15)

Resistenza a compressione cls (comb. quasi perm.): $\sigma_{c,Qperm} = 0.45 \times f_{ck} = 14.40 \text{ N/mm}^2$ (NTC2018, eq. 4.1.16)

progettazione ati:

Massima tensione dell'acciaio (comb. rara):	$\sigma_{s,max} = 0.8 \times f_{yk} = \mathbf{360.0 \text{ N/mm}^2}$ (NTC2018, eq. 4.1.17)
Altezza effettiva sezione inflessa:	$h = \mathbf{750 \text{ mm}}$
Larghezza sezione inflessa:	$b = \mathbf{1000 \text{ mm}}$
Distanza baricentro armature compresse da lembo estremo compresso:	$d_2 = \mathbf{81 \text{ mm}}$
Armatura superiore compressa (presente):	$A_f' = A_{s2,prov} = \mathbf{1900 \text{ mm}^2}$
Armatura inferiore tesa (presente):	$A_f = A_{s,prov} = \mathbf{1900 \text{ mm}^2}$
Coefficiente di omogenizzazione:	$n_- = \mathbf{15}$
Parametro "a ₁ " (posizione):	$a_1 = n_- \times (A_f' + A_f) / b = \mathbf{57 \text{ mm}}$
Parametro "e ₁ " (posizione):	$e_1 = d_2 \times A_f' + d \times A_f = \mathbf{1426900 \text{ mm}^3}$
Parametro "c ₁ " (posizione):	$c_1 = n_- \times (A_f' + A_f)^2 = \mathbf{216600000 \text{ mm}^4}$
Posizione asse neutro elastico (da lembo compr.):	$y = a_1 \times (-1 + \sqrt{1 + 2 \times b \times e_1 / c_1}) = \mathbf{158 \text{ mm}}$
Tensione massima cls compresso (comb. rara):	$\sigma_{c,RA} = M_{RA} / [(b \times y/2) \times (d - y/3) + n_- \times A_f' \times (y - d_2) \times (d - d_2)/y] = \mathbf{3.70 \text{ N/mm}^2}$
Tensione massima acciai tesi (comb. rara):	$\sigma_{s,RA} = n_- \times \sigma_{c,RA} \times (d - y) / y = \mathbf{180.57 \text{ N/mm}^2}$
Tensione massima cls compresso (comb. QP):	$\sigma_{c,QP} = (M_{QP} / M_{RA}) \times \sigma_{c,RA} = \mathbf{2.59 \text{ N/mm}^2}$
Tensione massima cls compresso (comb. FR):	$\sigma_{c,FR} = (M_{FR} / M_{RA}) \times \sigma_{c,RA} = \mathbf{3.42 \text{ N/mm}^2}$
Risulta, quindi:	$\sigma_{s,RA} / \sigma_{s,max} = \mathbf{0.502} \text{ " } \leq \mathbf{1} \text{ "}$
	$\sigma_{c,QP} / \sigma_{c,Qperm} = \mathbf{0.180} \text{ " } \leq \mathbf{1} \text{ "}$
	$\sigma_{c,RA} / \sigma_{c,rara} = \mathbf{0.193} \text{ " } \leq \mathbf{1} \text{ "}$

OK - Verifica allo stato limite di esercizio delle tensioni verificato

Verifica allo stato limite di fessurazione (EC2 p.to 7.3.4, NTC2018 p.to 4.1.2.2.4)

Max apertura fessure (comb. quasi-permanente):	$w_{k,max_QP} = \mathbf{0.20 \text{ mm}}$ (NTC2018 p.to 4.1.2.2.4)
Max apertura fessure (comb. frequente):	$w_{k,max_FR} = \mathbf{0.30 \text{ mm}}$ (NTC2018 p.to 4.1.2.2.4)
Larghezza della sezione:	$b = \mathbf{1000 \text{ mm}}$
Posizione asse neutro (elastico)	$x = \mathbf{158 \text{ mm}}$ (da lembo compresso)
Altezza effettiva dell'area di cls in trazione:	$h_{c,eff} = \min(2.5 \times (h - d), (h - x)/3, h/2) = \mathbf{197 \text{ mm}}$ (EC2, p.to 7.3.2(3))
Area barre disposte in zona tesa:	$A_{s,prov} = \mathbf{1900 \text{ mm}^2}$
Area barre disposte in zona compressa:	$A_{s2,prov} = \mathbf{1900 \text{ mm}^2}$
Copriferro armature longitudinali:	$c = c_{nom} = \mathbf{69 \text{ mm}}$
Momento in combinazione quasi-permanente:	$M_{QP} = \mathbf{147.1 \text{ kNm}}$
Rapporto tra sollecitazione flettenti SLE/SLU:	$R_{PL_QP} = M_{QP} / M_{Ed} = \mathbf{0.37}$
Tensione di esercizio QP nelle armature tese:	$\sigma_{s_QP} = (f_{yd} \times A_{s1,req,eff} / A_{s,prov}) \times R_{PL_QP} = \mathbf{122 \text{ N/mm}^2}$
Momento in combinazione rara:	$M_{FR} = \mathbf{194.6 \text{ kNm}}$
Rapporto tra sollecitazione flettenti SLE/SLU:	$R_{PL_FR} = M_{FR} / M_{Ed} = \mathbf{0.49}$
Tensione di esercizio FR nelle armature tese:	$\sigma_{s_FR} = (f_{yd} \times A_{s1,req,eff} / A_{s,prov}) \times R_{PL_FR} = \mathbf{161 \text{ N/mm}^2}$
Valore medio della resistenza a trazione del cls:	$f_{ct,eff} = f_{ctm} = \mathbf{3.0 \text{ N/mm}^2}$ (valore di trazione efficace)
Modulo di elasticità secante del cls:	$E_{cm} = \mathbf{33346 \text{ N/mm}^2}$
Modulo di elasticità acciaio:	$E_s = \mathbf{200000 \text{ N/mm}^2}$

progettazione ati:

Rapporto dei moduli elastici (acciaio/cls):	$\alpha_e = E_s / E_{cm} = \mathbf{6.00}$
Diametro (equivalente) armature longitudinali tese:	$\phi_{eq} = (n_{min} \times \phi_{min}^2 + n_{max} \times \phi_{max}^2) / (n_{min} \times \phi_{min} + n_{max} \times \phi_{max}) = \mathbf{22 \text{ mm}}$
Area effettiva del cls in trazione:	$A_{c,eff} = b \times h_{c,eff} = \mathbf{197464 \text{ mm}^2}$
Rapporto norm. area acciaio teso (EC2, eq.7.10):	$\rho_{p,eff} = A_{s,prov} / A_{c,eff} = \mathbf{0.010}$
Fattore di durata del carico:	$k_t = \mathbf{0.6}$ (EC2, p.to 7.3.4(2))
Coefficiente aderenza armature:	$k_1 = \mathbf{0.2}$ (EC2, p.to 7.3.4(3))
Coefficiente di distribuzione deformazioni:	$k_2 = \mathbf{0.5}$ (EC2, p.to 7.3.4(3))
Coefficiente k_3 :	$k_3 = \mathbf{3.4}$ (EC2, p.to 7.3.4(3))
Coefficiente k_4 :	$k_4 = \mathbf{0.425}$ (EC2, p.to 7.3.4(3))
Spaziatura barre tese disposte:	$s_{s,tese} = b / (n_{min} + n_{max}) = \mathbf{200 \text{ mm}}$
Spaziatura armatura aderente $> 5 \times (C_{nom} + \phi_{eq}/2)$?:	"no"
Max ampiezza tra le fessurazioni (EC2, eq.7.11):	$s_{r,max,1} = (k_3 \times c) + ((k_1 \times k_2 \times k_4 \times \phi_{eq}) / \rho_{p,eff}) = \mathbf{307 \text{ mm}}$
Max ampiezza tra le fessurazioni (EC2, eq.7.14):	$s_{r,max,2} = 1.3 \times (h - x) = \mathbf{770 \text{ mm}}$
Per l'ampiezza delle fessurazioni si prende valore:	$s_{r,max} = \mathbf{307 \text{ mm}}$
Ampiezza caratteristica fessurazioni, in combinazione quasi-permanente (EC2, eq.7.8):	
$W_{k_QP} = s_{r,max} \times \max[(\sigma_{s_QP} - ((k_t \times f_{ct,eff} / \rho_{p,eff}) \times (1 + (\alpha_e \times \rho_{p,eff})))) / E_s, 0.6 \times \sigma_{s_QP} / E_s]$	
	$W_{k_QP} = \mathbf{0.11 \text{ mm}}$
Risulta, per combinazione quasi-permanente:	$W_{k_QP} \leq W_{k,max_QP}$
Verifica allo stato limite di fessurazione per comb. quasi-permanente, OK	
Ampiezza caratteristica fessurazioni, in combinazione frequente (EC2, eq.7.8):	
$W_{k_FR} = s_{r,max} \times \max[(\sigma_{s_FR} - ((k_t \times f_{ct,eff} / \rho_{p,eff}) \times (1 + (\alpha_e \times \rho_{p,eff})))) / E_s, 0.6 \times \sigma_{s_FR} / E_s]$	
	$W_{k_FR} = \mathbf{0.15 \text{ mm}}$
Risulta, per combinazione frequente:	$W_k \leq W_{k,max_FR}$
Verifica allo stato limite di fessurazione per comb. frequente, OK	
Resistenza sezione al taglio in assenza di apposite armature di cucitura (EC2 p.to 6.2.2, NTC2018 p.to 4.1.2.3.5.1)	
Minima larghezza della sezione a taglio:	$b_w = \mathbf{1000 \text{ mm}}$
Altezza effettiva della sezione (a flessione):	$h = \mathbf{750 \text{ mm}}$
Altezza utile della sezione a taglio:	$d = \mathbf{670 \text{ mm}}$
Resistenza caratteristica del cls:	$f_{ck} = \mathbf{32 \text{ N/mm}^2}$
Coefficiente parziale di sicurezza cls:	$\gamma_c = \mathbf{1.50}$ (NTC2018, eq. 4.1.3)
Coefficiente di applicazione dei carichi:	$\alpha_{cc} = \mathbf{0.85}$ (NTC2018, eq. 4.1.3)
Resistenza di progetto a compressione:	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = \mathbf{18.1 \text{ N/mm}^2}$ (EC2 eq.3.15, NTC2018)
Area dell'armatura longitudinale tesa che si estende di almeno $l_{bd} + d$ oltre la sezione considerata per la verifica a taglio:	
	$A_{sl} = \mathbf{1900 \text{ mm}^2}$
Valore del taglio di progetto (SLU/SLV)	$V_{Ed} = \mathbf{381.4 \text{ kN}}$
Braccio di leva a flessione:	$z = \mathbf{636 \text{ mm}}$
Tensione di taglio di progetto (SLU/SLV):	$V_{Ed} = V_{Ed} / (z \times b_w) = \mathbf{0.6 \text{ N/mm}^2}$
Tasso geometrico armature longitudinali a trazione:	$\rho_l = \min(A_{sl} / (b_w \times d), 0.02) = \mathbf{0.003}$
Tensione nel conglomerato:	$C_{Rd,c} = 0.18 \text{ N/mm}^2 / \gamma_c = \mathbf{0.120 \text{ N/mm}^2}$

progettazione ati:

	$k = \min(1 + (200 \text{ mm} / d)^{0.5}, 2) = \mathbf{1.546}$ (NTC2018, p.to 4.1.2.3.5.1)
Resistenza ultima a taglio (EC2 eq.6.2.a):	$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2)^{(1/3)} \times b_w \times d = \mathbf{259.3 \text{ kN}}$
Tensione minima di taglio:	$v_{\min} = 0.035 \text{ N/mm}^2 \times k^{1.5} \times (f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2)^{0.5} = \mathbf{0.4 \text{ N/mm}^2}$
Forza assiale nella sezione, per effetto delle precompressione:	$N_{Ed} = \mathbf{0 \text{ kN}}$
Area della sezione trasversale in cls:	$A_C = b_w \times h = \mathbf{750000 \text{ mm}^2}$
Tensione sulla sezione per azione assiale:	$\sigma_{cp} = \min(N_{Ed} / A_C, 0.2 \times f_{cd}) = \mathbf{0.0 \text{ N/mm}^2}$
	$k_1 = 0.15$ (NTC2018, eq. 4.1.23)
Resistenza a taglio minima (EC2 eq.6.2.b):	$V_{Rd,c,\min} = (v_{\min} + k_1 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = \mathbf{255.1 \text{ kN}}$
Per la sezione in oggetto risulta quindi:	$V_{Rd} = \max(V_{Rd,c}, V_{Rd,c,\min}) = \mathbf{259 \text{ kN}}$ (NTC2018, eq. 4.1.23)
	$V_{Ed} / V_{Rd} = \mathbf{1.471} > \mathbf{1}$

Necessarie apposite armature di cucitura a taglio

Area dell'armatura di cucitura al taglio da prevedere (EC2 p.to 6.2.3(4), NTC2018 p.to 4.1.2.3.5.2)

Tensione di snervamento delle armature a taglio:	$f_{ywk} = \mathbf{450 \text{ N/mm}^2}$
Fattore parziale di sicurezza acciaio:	$\gamma_s = \mathbf{1.15}$ (NTC2018 p.to 4.1.2.1.1.3)
Tensione di progetto degli acciai a taglio:	$f_{ywd} = f_{ywk} / \gamma_s = \mathbf{391.3 \text{ N/mm}^2}$ (NTC2018 eq. 4.1.5)
Angolo di inclinazione della armature a taglio rispetto all'asse longitudinale dell'elemento a verifica:	$\alpha = \mathbf{90.0 \text{ deg}}$
Fattore di riduzione (EC2 p.to 6.2.3(3), NTC2018):	$v_1 = 0.6 \times (1 - (f_{ck} / 250 \text{ N/mm}^2)) = \mathbf{0.5}$
Coefficiente d'interazione assiale:	$\alpha_{cw} = \mathbf{1.00}$ (EC2 p.to 6.2.3(3))
Inclinazione della biella convezionale compressa:	$\theta = \max(0.5 \times A \sin(2 \times v_{Ed} / (\alpha_{cw} \times f_{cd} \times v_1)), 21.8 \text{ deg}) = \mathbf{21.8 \text{ deg}}$
Area dell'armatura a taglio richiesta (EC2 eq. 6.13):	$A_{sw,\text{req}} = v_{Ed} \times b_w / (f_{ywd} \times (\cot(\theta) + \cot(\alpha)) \times \sin(\alpha)) = \mathbf{613 \text{ mm}^2/\text{m}}$

Area minima e aree di cucitura da disporre a taglio (EC2 eqq. 9.4-9.5N)

$$A_{sw,\min} = 0.08 \text{ N/mm}^2 \times (f_{ck}/1 \text{ N/mm}^2)^{0.5} / f_{ywk} \times b_w \times \sin(\alpha) = \mathbf{1006 \text{ mm}^2/\text{m}}$$

Area dell'armatura a taglio (min) da disporre:	$A_{sw} = \max(A_{sw,\text{req}}, A_{sw,\min}) = \mathbf{1006 \text{ mm}^2/\text{m}}$
Max passo longitudinale insiem di staffe:	$s_{l,\text{max},p} = 0.75 \times d \times (1 + \cot(\alpha)) = \mathbf{503 \text{ mm}}$ (EC2, eq. 9.9 – piastre)
Max passo longitudinale ferri piegati:	$s_{l,\text{max},p} = d = \mathbf{670 \text{ mm}}$ (EC2, eq. 9.10 – piastre)
Max distanza trasversale armature taglio:	$s_{t,\text{max},p} = 1.5 \times d = \mathbf{1005 \text{ mm}}$ (EC2, p.to 9.3.2(5) – piastre).

Verifica armature orizzontali (max incidenza nei nodi 16 e 17)

Normative di riferimento per le verifiche della sezione in c.a.

D.M. 17/01/2018 – da par. 4.1.2 a par. 4.1.2.3.5.2 (di seguito indicata come NTC2018)

UNI EN 1992-1-1 – da p.to 3.1.6 a p.to 6.2.3 (di seguito indicata come EC2).

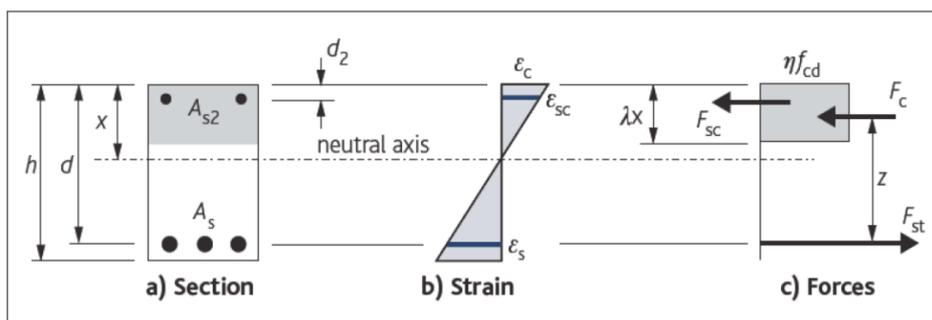
Nota: nelle computo delle verifiche di resistenza allo stato limite e a quelle di verifica allo stato limite di esercizio, si sono seguite le indicazioni riportate nelle NTC2018. Laddove le NTC2018 rimandano direttamente al corpo normativo degli

progettazione ati:

Eurocodici Strutturali (CEN/TC 250), si sono seguite nel dettaglio le indicazioni riportate nel corpo degli Eurocodici (versione UNI EN e relativi annessi nazionali italiani).

Dati della sezione a verifica, sollecitazioni, valori limite

Forma della sezione (equivalente) a verifica:	rettangolare
Elemento strutturale a verifica:	(elemento strutturale)
Tipo di elemento a verifica:	"piastra"
Larghezza sezione:	$b = 1000$ mm
Altezza sezione:	$h = 750$ mm
Copriferro nominale (barre longit. portanti):	$c_{nom} = 45$ mm (in questo calcolo, non inteso delle armature più esterne)
Armatura longitudinale disposta (tesa):	$A_s = 5\phi 20$ (correnti) + $0\phi 20$ (spezzoni)
Armatura longitudinale disposta (compressa):	$A_{s2} = 5\phi 20$ (correnti) + $0\phi 20$ (spezzoni)
Armatura di cucitura a taglio disposta:	almeno $A_{sw} = 1006$ mm ² /m (si veda calcolo precedente)
Lunghezza minima ancoraggi (compressione):	$l_{b,min} = \max(0.3 \times l_{b,rqd}, 10 \times \phi, 100 \text{ mm}) = 21$ cm
Lunghezza minima ancoraggi (trazione):	$l_{b,min} = \max(0.6 \times l_{b,rqd}, 10 \times \phi, 100 \text{ mm}) = 42$ cm



← Schema di calcolo sezione

Sollecitazione di progetto flettente (SLU/SLV):	$M_{Ed} = 190.8$ kNm
Sollecitazione di progetto a taglio (SLU/SLV)	$V_{Ed} = 381.4$ kN
Sollecitazione flettente (comb. quasi-permanente):	$M_{QP} = 70.5$ kNm
Sollecitazione flettente (comb. frequente):	$M_{FR} = 93.1$ kNm
Sollecitazione flettente (comb. rara):	$M_{RA} = 100.6$ kNm
Limite max aperture fessure per comb. QP:	$w_{k,max_QP} = 0.20$ mm (NTC2018, eq. 4.1.2.2.4)
Limite max aperture fessure per comb. FR:	$w_{k,max_FR} = 0.30$ mm (NTC2018, eq. 4.1.2.2.4)
Resistenza a compressione cls (comb. rara):	$\sigma_{c,rara} = 0.60 \times f_{ck} = 19.20$ N/mm ² (NTC2018, eq. 4.1.15)
Resistenza a compressione cls (comb. quasi perm.):	$\sigma_{c,Qperm} = 0.45 \times f_{ck} = 14.40$ N/mm ² (NTC2018, eq. 4.1.16)
Massima tensione dell'acciaio (comb. rara):	$\sigma_{s,max} = 0.8 \times f_{yk} = 360.0$ N/mm ² (NTC2018, eq. 4.1.17).

Riassunto degli esiti delle verifiche

Di seguito, si riportano tutti gli esiti delle verifiche SLU, SLE relativi alla sezione strutturale a verifica (valori positivi minori o uguali all'unità indicano esiti positivi delle verifiche).

Più avanti, tutte le verifiche sono riportate nel dettaglio secondo le disposizioni delle NTC2018 e degli Eurocodici Strutturali (CEN/TC 250) e relativi annessi nazionali.

progettazione ati:

Verifiche SLU/SLV		Verifiche SLE (fessurazione)		Verifiche SLE (massime tensioni)		
M_{Ed} / M_{Rd}	$V_{Ed} / V_{Rd,cls}$	$WQP / WQP,max$	$WFR / WFR,max$	$\sigma_{s,RA} / \sigma_{s,max}$	$\sigma_{c,QP} / \sigma_{c,Qperm}$	$\sigma_{c,RA} / \sigma_{c,rara}$
0.497	1.457	0.254	0.223	0.276	0.433	0.093

Nota bene: Il pedice “s” sta per “acciaio” in trazione, il pedice “c” sta per calcestruzzo maggiormente compresso. Valori maggiori di uno per il rapporto $V_{Ed} / V_{Rd,cls}$ indicano che è necessario predisporre un’apposita armatura di cucitura al taglio.

Caratteristiche di resistenza del calcestruzzo – EC2 tab. 3.1 – NTC2018 cap. 11, tab. 4.1.I

Resistenza cilindrica cls:	$f_{ck} = 32 \text{ N/mm}^2$
Resistenza cubica cls:	$f_{ck,cube} = 40 \text{ N/mm}^2$
Classe di resistenza cls:	C32/40 (NTC2018, tab. 4.1.I)
Resistenza di calcolo a trazione (cls):	$f_{ctd} = \alpha_{ct} \times f_{ctk, 0.05} / \gamma_c = 1.41 \text{ N/mm}^2$ (da NTC2018, eq. 4.1.4)
Resistenz di calcolo a compressione (cls):	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 18.13 \text{ N/mm}^2$ (NTC2018, eq. 4.1.3)
Coefficiente per condizione di aderenza:	$\eta_1 = 0.7$ (considerata “bassa aderenza”, EC2 p.to 8.4.2)
Coefficiente per diametro delle barre armatura:	$\eta_2 = 1.0$ (per diametri minori di 32 mm)
Tensione ultima di aderenza (barre nervate):	$f_{bd} = 2.25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctd} = 2.22 \text{ N/mm}^2$ (EC2 eq. 8.2, NTC2018 eqq. 4.1.6, 4.1.7)
Diametro armature longitudinali:	$\phi = 20 \text{ mm}$ (diametro di riferimento, assunto)
Lunghezza di ancoraggio base:	$l_{b,rqd} = (\phi / 4) \times (\sigma_{sd} / f_{bd}) = 704 \text{ mm}$ (EC2 eq. 8.3) $l_{b,rqd} = 80 \text{ cm}$ (arrotondato in eccesso)
Si ha precisamente (lunghezza ancoraggio base):	$l_{b,rqd} = 40\phi$
Lunghezza minima di ancoraggio (compressione):	$l_{b,min} = \max(0.3 \times l_{b,rqd}, 10 \times \phi, 100 \text{ mm}) = 21 \text{ cm}$
Lunghezza minima di ancoraggio (trazione):	$l_{b,min} = \max(0.6 \times l_{b,rqd}, 10 \times \phi, 100 \text{ mm}) = 42 \text{ cm}$

Calcolo fattori K, K' (per verifica tipo di armatura: singola o doppia)

Momento flettente di progetto applicato:	$M_{Ed} = 190.8 \text{ kNm}$
Larghezza della sezione (a verifica):	$b = b_w = 1000 \text{ mm}$
Altezza effettiva della sezione:	$h = 750 \text{ mm}$
Altezza utile della sezione:	$d = 694 \text{ mm}$
Percentuale del momento di redistribuzione:	$m_r = 0 \%$
Tasso di redistribuzione sulla sezione:	$\delta = \max(1 - m_r, 0.70) = 1.00$
Profondità asse neutro, SLU (dopo redistribuzione):	$x_u = (\delta - 0.4) \times d = 416 \text{ mm}$
Massimo valore del coefficiente K:	$K_{max} = 1 / 3.53 = 0.283$
Coefficiente K (momento agente adimensionale):	$K = M_{Ed} / (b \times d^2 \times f_{ck}) = 0.012$
Coefficiente K' confronto (momento ad. max cls):	$K' = 0.598 \times \delta - 0.18 \times \delta^2 - 0.21 = 0.208$

OK - Valore di K congruente (sezione geometrica e altezza compatibili)

K <= K' - Sono sufficienti le sole armature a trazione

Area di armature tesa richiesta (sezione ad armatura singola)

Tensione di snervamento acciai armature:	$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
Fattore parziale di sicurezza per l'acciaio:	$\gamma_s = 1.15$
Braccio di leva (armatura singola):	$z = \min(0.5 + 0.5 \times \sqrt{1 - 3.53 \times K}, 0.95) \times d = 659 \text{ mm}$

progettazione ati:

Tensione di progetto acciai armature: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391 \text{ N/mm}^2$
 Area armature tese richieste (armatura singola): $A_{s1,req} = M_{Ed} / (f_{yd} \times z) = 740 \text{ mm}^2$
 Armatura singola (armat. compressa): $A_{s2,req} = 0 \text{ mm}^2$ **"(non serve armatura compressa)"**

$K \leq K'$ - Sono sufficienti le sole armature a trazione

Minimi quantitativi di armatura tesa (EC2 p.to 7.3.2)

Coefficiente di distribuzione delle tensioni: $k_c = 0.4$
 Coefficiente di tensione non uniforme autoequilib.: $k = 0.65$
 Valore medio della resistenza a trazione (cls): $f_{ct,eff} = 3.0 \text{ N/mm}^2$
 Area del calcestruzzo in zona tesa: $A_{ct} = b \times (h - x_u) = 333600 \text{ mm}^2$
 Massima tensione ammessa nelle armature tese: $\sigma_s = 300 \text{ N/mm}^2$ (EC2, prospetti 7.2N, 7.3N)
 Diametro max delle barre in trazione: $\phi_s^* = 20 \text{ mm}$ (EC2, da prospetto 7.2N)
 Altezza zona tesa prima della fessurazione: $h_{cr} = h/2 = 375 \text{ mm}$ (approssimato,)
 Diametro massimo modificato (barre tese): $\phi_s = \phi_s^* \times (f_{ct,eff} / 2.9 \text{ N/mm}^2) \times k_c \times h_{cr} / (2 \times (h - d)) = 27.9 \text{ mm}$
 (per sezione inflessa)
 Area minima armature in zona tesa (EC2, eq.7.1): $A_{s,min} = k_c \times k \times f_{ct,eff} \times A_{ct} / \sigma_s = 874 \text{ mm}^2$

Attenzione - Armatura a trazione da calcolo minore del minimo richiesto: $A_{s1,req} < A_{s,min}$

Arete armature tesa e compressa richieste (calcolo/minimo norme)

Armature richieste da considerare (calcolo/norma): $A_{s1,req,eff} = \max(A_{s,min}, A_{s1,req}) = 874 \text{ mm}^2$ (in trazione)
 $A_{s2,req,eff} = 0 \text{ mm}^2$ (in compressione)

Armature effettivamente disposte in zona tesa nella sezione larga $b = b_w$ e alta h

Numero barre (base) a compressione in sezione: $n_{min,c} = 5$
 Diametro barre (base) in compressione: $\phi_{min,c} = 20 \text{ mm}$
 Numero barre (aggiuntive) a compressione: $n_{max,c} = 0$
 Diametro barre (aggiuntive) in compressione: $\phi_{max,c} = 20 \text{ mm}$
 Barre di armatura compressa disposta ($A_{s2,prov}$): **5 ϕ 20 (diffusa) + 0 ϕ 20 (spezzoni)**
 Area armature (effettive) in zona compressa: $A_{s2,prov} = 1570 \text{ mm}^2$
 Numero barre (base) a trazione in sezione: $n_{min} = 5$
 Diametro barre (base) a trazione: $\phi_{min} = 20 \text{ mm}$
 Numero barre (aggiuntive) a trazione in sezione: $n_{max} = 0$
 Diametro barre (aggiuntive) a trazione: $\phi_{max} = 20 \text{ mm}$
 Barre di armatura tesa disposta ($A_{s,prov}$): **5 ϕ 20 (diffusa) + 0 ϕ 20 (spezzoni)**
 Area armature (effettive presenti) in zona tesa: $A_{s,prov} = 1570 \text{ mm}^2$
 Momento resistente SLU/SLV: $M_{Rd} = 0.9 \times d \times A_{s,prov} \times f_{yd} = 383.7 \text{ kNm}$
 $M_{Ed} / M_{Rd} = 0.497 < 1$

OK - Armatura disposta in trazione sufficiente

Area min di armatura tesa (EC2, eq. 9.1N): $A_{s,min} = \max(0.26 \times f_{ctm} / f_{yk}, 0.0013) \times b \times d = 1212 \text{ mm}^2$
 Area max di armatura tesa (EC2, p.to 9.2.1.1(3)): $A_{s,max} = 0.04 \times b \times h = 30000 \text{ mm}^2$

progettazione ati:

OK - Armatura tesa compresa entro i limiti: $A_{s,min} \leq A_{s,prov} \leq A_{s,max}$

Minimi quantitativi di armatura tesa per piastre piene (NTC p.to 4.1.6.1, EC2 p.to 9.3.1 – 9.2.1.1(1) e (3))

Larghezza media della zona tesa: $b_t = b_w = 1000$ mm
 Area armatura minima (piastra): $A_{s,min,pl} = \max(0.26 \times (f_{ctm} / f_{yk}) \times b_t \times d, 0.0013 \times b_t \times d) = 1212$ mm²
 Area sezione trasversale calcestruzzo: $A_c = b_w \times h = 750000$ mm²
 Area tesa max (fuori dalle sovrapposizioni): $A_{s,max,pl} = 0.04 \times A_c = 30000$ mm²
 Area armature (effettive presenti) in zona tesa: $A_{s,prov} = 1570$ mm²

OK - Armatura tesa entro i limiti: $A_{s,min,pl} \leq A_{s,min,pl} < A_{s,max,pl}$

Verifica allo stato limite di esercizio, limitazione delle tensioni (EC2 p.to 7.2, NTC2018 p.to 4.1.2.2.5)

Sollecitazione flettente (comb. quasi-permanente): $M_{QP} = 70.5$ kNm
 Sollecitazione flettente (comb. frequente): $M_{FR} = 93.1$ kNm
 Sollecitazione flettente (comb. rara): $M_{RA} = 100.6$ kNm
 Resistenza a compressione cls (comb. rara): $\sigma_{c,rara} = 0.60 \times f_{ck} = 19.20$ N/mm² (NTC2018, eq. 4.1.15)
 Resistenza a compressione cls (comb. quasi perm.): $\sigma_{c,Qperm} = 0.45 \times f_{ck} = 14.40$ N/mm² (NTC2018, eq. 4.1.16)
 Massima tensione dell'acciaio (comb. rara): $\sigma_{s,max} = 0.8 \times f_{yk} = 360.0$ N/mm² (NTC2018, eq. 4.1.17)
 Altezza effettiva sezione inflessa: $h = 750$ mm
 Larghezza sezione inflessa: $b = 1000$ mm
 Distanza baricentro armature compresse da lembo estremo compresso:

$d_2 = 56$ mm

Armatura superiore compressa (presente): $A_f' = A_{s2,prov} = 1570$ mm²
 Armatura inferiore tesa (presente): $A_f = A_{s,prov} = 1570$ mm²
 Coefficiente di omogenizzazione: $n_- = 15$
 Parametro "a₁" (posizione): $a_1 = n_- \times (A_f' + A_f) / b = 47$ mm
 Parametro "e₁" (posizione): $e_1 = d_2 \times A_f' + d \times A_f = 1177500$ mm³
 Parametro "c₁" (posizione): $c_1 = n_- \times (A_f' + A_f)^2 = 147894000$ mm⁴
 Posizione asse neutro elastico (da lembo compr.): $y = a_1 \times (-1 + \sqrt{1 + 2 \times b \times e_1 / c_1}) = 147$ mm

Tensione massima cls compresso (comb. rara):
 $\sigma_{c,RA} = M_{RA} / [(b \times y/2) \times (d - y/3) + n_- \times A_f' \times (y - d_2) \times (d - d_2)/y] = 1.78$ N/mm²
 Tensione massima acciai tesi (comb. rara): $\sigma_{s,RA} = n_- \times \sigma_{c,RA} \times (d - y) / y = 99.50$ N/mm²
 Tensione massima cls compresso (comb. QP): $\sigma_{c,QP} = (M_{QP} / M_{RA}) \times \sigma_{c,RA} = 1.25$ N/mm²
 Tensione massima cls compresso (comb. FR): $\sigma_{c,FR} = (M_{FR} / M_{RA}) \times \sigma_{c,RA} = 1.64$ N/mm²
 Risulta, quindi:
 $\sigma_{s,RA} / \sigma_{s,max} = 0.276$ " ≤ 1 "
 $\sigma_{c,QP} / \sigma_{c,Qperm} = 0.087$ " ≤ 1 "
 $\sigma_{c,RA} / \sigma_{c,rara} = 0.093$ " ≤ 1 "

OK - Verifica allo stato limite di esercizio delle tensioni verificato

Verifica allo stato limite di fessurazione (EC2 p.to 7.3.4, NTC2018 p.to 4.1.2.2.4)

Max apertura fessure (comb. quasi-permanente): $w_{k,max_QP} = 0.20$ mm (NTC2018 p.to 4.1.2.2.4)
 Max apertura fessure (comb. frequente): $w_{k,max_FR} = 0.30$ mm (NTC2018 p.to 4.1.2.2.4)

progettazione ati:

Larghezza della sezione:	$b = 1000$ mm
Posizione asse neutro (elastico)	$x = 147$ mm (da lembo compresso)
Altezza effettiva dell'area di cls in trazione:	$h_{c,eff} = \min(2.5 \times (h - d), (h - x)/3, h/2) = 140$ mm (EC2, p.to 7.3.2(3))
Area barre disposte in zona tesa:	$A_{s,prov} = 1570$ mm ²
Area barre disposte in zona compressa:	$A_{s2,prov} = 1570$ mm ²
Copriferro armature longitudinali:	$C = C_{nom} = 45$ mm
Momento in combinazione quasi-permanente:	$M_{QP} = 70.5$ kNm
Rapporto tra sollecitazione flettenti SLE/SLU:	$R_{PL_QP} = M_{QP} / M_{Ed} = 0.37$
Tensione di esercizio QP nelle armature tese:	$\sigma_{s_QP} = (f_{yd} \times A_{s1,req,eff} / A_{s,prov}) \times R_{PL_QP} = 81$ N/mm ²
Momento in combinazione rara:	$M_{FR} = 93.1$ kNm
Rapporto tra sollecitazione flettenti SLE/SLU:	$R_{PL_FR} = M_{FR} / M_{Ed} = 0.49$
Tensione di esercizio FR nelle armature tese:	$\sigma_{s_FR} = (f_{yd} \times A_{s1,req,eff} / A_{s,prov}) \times R_{PL_FR} = 106$ N/mm ²
Valore medio della resistenza a trazione del cls:	$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 3.0$ N/mm ² (valore di trazione efficace)
Modulo di elasticità secante del cls:	$E_{cm} = 33346$ N/mm ²
Modulo di elasticità acciaio:	$E_s = 200000$ N/mm ²
Rapporto dei moduli elastici (acciaio/cls):	$\alpha_e = E_s / E_{cm} = 6.00$
Diametro (equivalente) armature longitudinali tese:	$\phi_{eq} = (n_{min} \times \phi_{min}^2 + n_{max} \times \phi_{max}^2) / (n_{min} \times \phi_{min} + n_{max} \times \phi_{max}) = 20$ mm
Area effettiva del cls in trazione:	$A_{c,eff} = b \times h_{c,eff} = 140000$ mm ²
Rapporto norm. area acciaio teso (EC2, eq.7.10):	$\rho_{p,eff} = A_{s,prov} / A_{c,eff} = 0.011$
Fattore di durata del carico:	$k_t = 0.6$ (EC2, p.to 7.3.4(2))
Coefficiente aderenza armature:	$k_1 = 0.2$ (EC2, p.to 7.3.4(3))
Coefficiente di distribuzione deformazioni:	$k_2 = 0.5$ (EC2, p.to 7.3.4(3))
Coefficiente k_3 :	$k_3 = 3.4$ (EC2, p.to 7.3.4(3))
Coefficiente k_4 :	$k_4 = 0.425$ (EC2, p.to 7.3.4(3))
Spaziatura barre tese disposte:	$s_{s,tese} = b / (n_{min} + n_{max}) = 200$ mm
Spaziatura armatura aderente $> 5 \times (C_{nom} + \phi_{eq}/2)$?:	"no"
Max ampiezza tra le fessurazioni (EC2, eq.7.11):	$s_{r,max,1} = (k_3 \times c) + ((k_1 \times k_2 \times k_4 \times \phi_{eq}) / \rho_{p,eff}) = 210$ mm
Max ampiezza tra le fessurazioni (EC2, eq.7.14):	$s_{r,max,2} = 1.3 \times (h - x) = 784$ mm
Per l'ampiezza delle fessurazioni si prende valore:	$s_{r,max} = 210$ mm
Ampiezza caratteristica fessurazioni, in combinazione quasi-permanente (EC2, eq.7.8):	$w_{k_QP} = s_{r,max} \times \max[(\sigma_{s_QP} - ((k_t \times f_{ct,eff} / \rho_{p,eff}) \times (1 + (\alpha_e \times \rho_{p,eff})))) / E_s, 0.6 \times \sigma_{s_QP} / E_s]$ $w_{k_QP} = 0.05$ mm
Risulta, per combinazione quasi-permanente:	$w_{k_QP} \leq w_{k,max_QP}$
Verifica allo stato limite di fessurazione per comb. quasi-permanente, OK	
Ampiezza caratteristica fessurazioni, in combinazione frequente (EC2, eq.7.8):	
$w_{k_FR} = s_{r,max} \times \max[(\sigma_{s_FR} - ((k_t \times f_{ct,eff} / \rho_{p,eff}) \times (1 + (\alpha_e \times \rho_{p,eff})))) / E_s, 0.6 \times \sigma_{s_FR} / E_s]$	$w_{k_FR} = 0.07$ mm
Risulta, per combinazione frequente:	$w_k \leq w_{k,max_FR}$
Verifica allo stato limite di fessurazione per comb. frequente, OK	

progettazione ati:

Resistenza sezione al taglio in assenza di apposite armature di cucitura (EC2 p.to 6.2.2, NTC2018 p.to 4.1.2.3.5.1)

Si veda calcolo precedente.

Area minima e aree di cucitura da disporre a taglio (EC2 eqq. 9.4-9.5N)

$$A_{sw,min} = 0.08 \text{ N/mm}^2 \times (f_{ck}/1 \text{ N/mm}^2)^{0.5} / f_{yk} \times b_w \times \sin(\alpha) = \mathbf{1006 \text{ mm}^2/m}$$

Area dell'armatura a taglio (min) da disporre: $A_{sw} = \max(A_{sw,req}, A_{sw,min}) = \mathbf{1006 \text{ mm}^2/m}$

Max passo longitudinale insiemi di staffe: $s_{l,max,p} = 0.75 \times d \times (1 + \cot(\alpha)) = \mathbf{521 \text{ mm}}$ (EC2, eq. 9.9 – piastre)

Max passo longitudinale ferri piegati: $s_{l,max,p} = d = \mathbf{694 \text{ mm}}$ (EC2, eq. 9.10 – piastre)

Max distanza trasversale armature taglio: $s_{t,max,p} = 1.5 \times d = \mathbf{1041 \text{ mm}}$ (EC2, p.to 9.3.2(5) – piastre).

progettazione ati:

12.5 Verifica parete di elevazione

12.5.1 *Modello di calcolo*

Si considerano due schemi di calcolo: la sezione resistente allo spiccato dal plinto di fondazione (verifica a presso-flessione deviata su sezione resistente a "C") e verifica a flessione e taglio – in sola condizione SLV - della sezione resistente dei soli due speroni, costituiti dalle pareti di risvolto. Si considerano le sollecitazioni maggiormente gravose per i due schemi di calcolo. Lo schema di calcolo con sezione resistente dei soli speroni massimizza le armature di estremità sugli spigoli in corrispondenza dei muri di risvolto, per azioni sismiche di ribaltamento. Viene considerata direttamente la combinazione maggiormente gravosa di spinta delle terre in condizioni sismiche (incremento alla Wood da spinta iniziale "a riposo") con scarico delle azioni orizzontali sismiche (longitudinali e trasversali) da parte dell'impalcato.

12.5.2 *Dati di progetto*

Si adottano i seguenti dati:

Peso specifico terreni (imbarcati):	$\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$
Angolo di attrito dei terreni (imbarcati):	$\varphi = 35^\circ$
Coefficiente di spinta "a riposo":	$k_0 = 1 - \sin(\varphi) = 0.426$
Sovraccarico in superficie (caratteristico):	$Q_k = 20.00 \text{ kN/m}^2$
Fattore S_S :	$S_S = 1.174$
Fattore S_T	$S_T = 1.200$
Fattore β_m	$\beta_m = 1.00$ (strutture rigide fondate su pali)
Fattore a_g (adimensionale):	$a_g/g = 0.225$
Coefficiente di spinta sismica orizzontale:	$k_h = a_g/g \times \beta_m \times S_S \times S_T = 0.317$
Altezza verticale da testa pali a testa paraghiaia:	$h_{\text{wall}} = 598 \text{ cm}$ da geometria spalla più sollecitata (M + N + O)

progettazione ati:

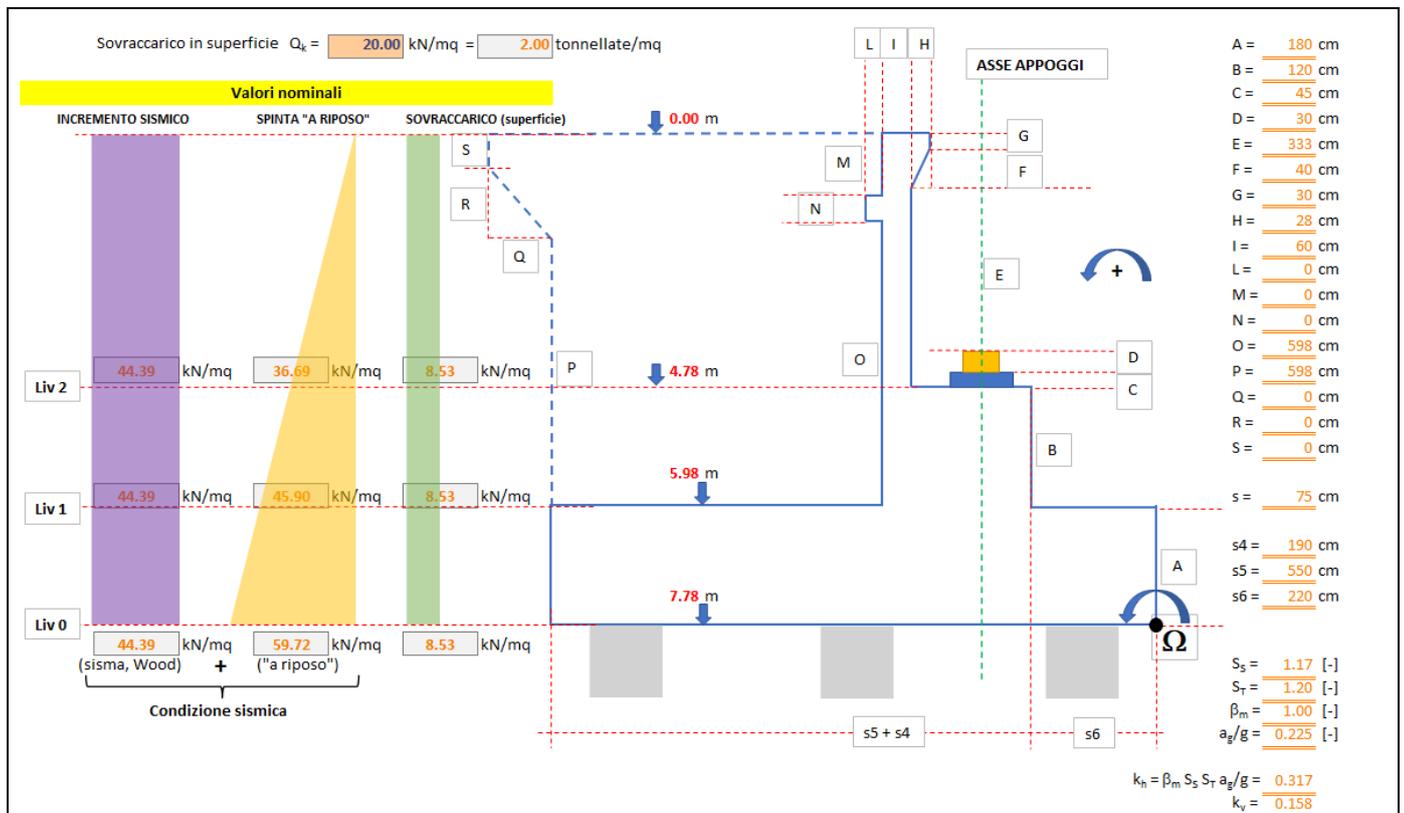


Figura 1 - Schema di calcolo (qualitativo). Misure rappresentate non in scala. Valori calcolati su Excel. Per le verifiche delle sezioni in c.a. si considerano le grandezze effettive di carpenteria (vedere tavole di disegno allegate)

NOTA: i valori di k_h calcolati nella presente relazione sono troncati alle II, III cifre decimali. I valori qui adottati, quindi, si discostano leggermente rispetto ai valori calcolati mediante foglio di calcolo (si veda illustrazione a lato), i quali non sono approssimati nelle calcolazioni tra celle. Questo "scarto" viene comunque compensato adottando per la spinta di Wood l'altezza complessiva esistente tra piano passante per la testa dei pali e la quota di estradosso dei muri di risvolto. Si accetta l'ipotesi di incremento di resistenza del paraghiaia e dei muri di risvolto nel trasferimento delle massime sollecitazioni alla parete di elevazione.

12.5.3 Grandezze calcolate

Massime pressioni (caratteristiche) orizzontali terreni – sezione allo spiccatto della parete di elevazione

Pressione orizzontale sovraccarico di superficie (costante): $\sigma_{0,p} = k_0 \times Q_k = 8.53 \text{ kN/m}^2$

Pressione orizzontale max "a riposo" (triangolare): $\sigma_{p,max} = \gamma \times h_{wall} \times k_0 = 45.90 \text{ kN/m}^2$

Pressione alla Wood (valutata a partire da testa pali a testa paraghiaia)

Altezza complessiva su cui è valutata la spinta alla Wood: $h_{wood} = 7.78 \text{ m}$ (assunto per sicurezza al posto di h_{wall})

Incremento pressione orizzontale alla Wood (costante): $\Delta\sigma_{wood} = \gamma \times h_{wood} \times k_h = 44.39 \text{ kN/m}^2$

Spinte sismiche terreni → 100% direzione longitudinale (a tergo parete elevazione)

Larghezza parete di elevazione spalla: $L_{trasv} = 12.00 \text{ m}$ (da geometria spalla più sollecitata)

Spinta "a riposo" (statica): $F_{k,riposo, LONG} = 0.5 \times \sigma_{p,max} \times L_{trasv} \times h_{wall} = 1647 \text{ kN}$

Massimo incremento taglio longitudinale terreni: $\Delta F_{k,sisma, LONG} = L_{trasv} \times h_{wall} \times \Delta\sigma_{wood} = 3185 \text{ kN}$

progettazione ati:

Taglio sismico terreni (complessivo longitudinale): $F_{\text{terre,sisma, LONG}} = F_{k,\text{riposo, LONG}} + \Delta F_{k,\text{sisma, LONG}} = \mathbf{4832 \text{ kN}}$

Momento flettente allo spiccato (inflexione long.): $M_{\text{Ed,sisma, LONG}} = (h_{\text{wall}}/3) \times F_{k,\text{riposo, LONG}} + (h_{\text{wall}}/2) \times \Delta F_{k,\text{sisma, LONG}} = \mathbf{12807 \text{ kNm}}$

Spinte sismiche terreni → 30% direzione trasversale (sui due muri di risvolto)

Larghezza interna parete di risvolto: $L_{\text{long}} = \mathbf{490 \text{ cm}}$ (da geometria spalla più sollecitata)

Spinta "a riposo" (statica): $F_{k,\text{riposo, TRASV}} = 0.5 \times \sigma_{p,\text{max}} \times L_{\text{long}} \times h_{\text{wall}} = \mathbf{672 \text{ kN}}$

Incremento taglio trasversali terreni: $\Delta F_{k,\text{sisma, TRASV}} = 2 \times [0.30 \times (L_{\text{long}} \times h_{\text{wall}} \times \Delta \sigma_{\text{wood}})] = \mathbf{780 \text{ kN}}$

Taglio sismico terreni (complessivo trasversale): $F_{\text{terre,sisma, TRASV}} = F_{k,\text{riposo, TRASV}} + \Delta F_{k,\text{sisma, TRASV}} = \mathbf{1453 \text{ kN}}$

Momento flettente allo spiccato (inflexione trasv.): $M_{\text{Ed,sisma, TRASV}} = (h_{\text{wall}}/3) \times F_{k,\text{riposo, TRASV}} + (h_{\text{wall}}/2) \times \Delta F_{k,\text{sisma, TRASV}} = \mathbf{3674 \text{ kNm}}$

Inerzie muri, pareti in c.a. e terreno imbarcato^(*)

Inerzia plinto di fondazione (a detrarre): $F_{\text{inerzia, plinto}} = \mathbf{2300.5 \text{ kN}}$ (da geometria spalla più sollecitata)

Inerzia complessiva spalle+plinto+terreno imbarcato: $F_{\text{tot, spalla}} = \mathbf{3325 \text{ kN}}$ (da geometria spalla più sollecitata)

Inerzia pareti c.a. in direzione longitudinale (100%): $F_{\text{inerzia, LONG}} = F_{\text{tot, spalla}} - F_{\text{inerzia, plinto}} = \mathbf{1025 \text{ kN}}$ (allo spiccato sez. "C")

Decremento di peso sismico verticale (basso-alto): $\Delta N_{\text{Ed,sisma, vert}} = 0.5 \times F_{\text{inerzia, LONG}} = \mathbf{512 \text{ kN}}$ (in modulo)

Inerzia pareti c.a. in direzione trasversale (30%): $F_{\text{inerzia, TRASV}} = 0.30 \times F_{\text{inerzia, LONG}} = \mathbf{307 \text{ kN}}$

Valore quota baricentro pareti elevazione: $\zeta = \mathbf{0.391}$ per unità di altezza h_{wall} (da geometria spalla più sollecitata)

Momento flettente allo spiccato (inflexione long.): $M_{\text{Ed, inerzia, long}} = \zeta \times h_{\text{wall}} \times F_{\text{inerzia, LONG}} = \mathbf{2395 \text{ kNm}}$

Momento flettente allo spiccato (inflexione trasv.): $M_{\text{Ed, inerzia, trasv}} = \zeta \times h_{\text{wall}} \times F_{\text{inerzia, TRASV}} = \mathbf{719 \text{ kNm}}$

Spinte statiche dei terreni (valori caratteristici)

Taglio longitudinale per sovraccarico di superficie: $F_{Q,k, LONG} = \sigma_{0,p} \times L_{\text{trasv}} \times h_{\text{wall}} = \mathbf{612 \text{ kN}}$ (valore caratteristico)

Taglio trasversale per sovraccarico di superficie: $F_{Q,k, TRASV} = \sigma_{0,p} \times L_{\text{long}} \times h_{\text{wall}} = \mathbf{250 \text{ kN}}$ (valore caratteristico)

Taglio per spinta "a riposo" longitudinale: $F_{k,\text{riposo, LONG}} = 0.5 \times \sigma_{p,\text{max}} \times L_{\text{trasv}} \times h_{\text{wall}} = \mathbf{1647 \text{ kN}}$ (val. caratteristico)

Taglio per spinta "a riposo" trasversale: $F_{k,\text{riposo, TRASV}} = 0.5 \times \sigma_{p,\text{max}} \times L_{\text{long}} \times h_{\text{wall}} = \mathbf{672 \text{ kN}}$ (valore caratteristico)

Momento per spinte compressive longitudinali: $M_{\text{Ed,k, long, terre}} = 0.5 \times h_{\text{wall}} \times F_{Q,k, LONG} + (h_{\text{wall}}/3) \times F_{k,\text{riposo, LONG}} = \mathbf{5113 \text{ kNm}}$ (spinta costante e triangolare)

Momento per spinte compressive trasversali: $M_{\text{Ed,k, trasv, terre}} = 0.5 \times h_{\text{wall}} \times F_{Q,k, TRASV} + (h_{\text{wall}}/3) \times F_{k,\text{riposo, TRASV}} = \mathbf{2088 \text{ kNm}}$ (spinta costante e triangolare)

Sollecitazioni caratteristiche scaricate da impalcato (valori caratteristici)

Numero di appoggi su singola spalla: $N_{\text{app}} = \mathbf{2}$ appoggi per singola spalla

Azione trasversale per sisma (singolo appoggio): $q_{6,H, \text{trasv}} = \mathbf{500 \text{ kN}}$

Azione longitudinale per sisma (singolo appoggio): $q_{6,H, \text{long}} = \mathbf{350 \text{ kN}}$

progettazione ati:

Taglio sismico longitudinale da impalcato (100%):	$F_{\text{impalc, LONG}} = N_{\text{app}} \times q_{6_H_long} = \mathbf{700 \text{ kN}}$
Taglio sismico trasversale da impalcato (30%):	$F_{\text{impalc, TRASV}} = 0.30 \times N_{\text{app}} \times q_{6_H_trasv} = \mathbf{300 \text{ kN}}$
Altezza da appoggi a quota spiccato parete elev.:	$h_{\text{elev}} = \mathbf{1.95 \text{ m}}$ (C + D + B, da geometria spalla più sollecitata)
Momento sismico longitudinale (100%) impalcato:	$M_{\text{impalc, sisma, LONG}} = h_{\text{elev}} \times F_{\text{impalc, LONG}} = \mathbf{1365 \text{ kNm}}$
Momento sismico trasversale (30%) impalcato:	$M_{\text{impalc, sisma, TRASV}} = h_{\text{elev}} \times F_{\text{impalc, TRASV}} = \mathbf{585 \text{ kNm}}$
Vento ponte carico, trasversale (singolo appoggio):	$q_{6_V_max, trasv} = \mathbf{230 \text{ kN}}$ (valore caratteristico)
Frenatura (longitudinale, singolo appoggio):	$q_{3_long} = \mathbf{50 \text{ kN}}$ (valore caratteristico)
Termica uniforme, longitudinale (singolo appoggio):	$q_{7_long} = \mathbf{190 \text{ kN}}$ (valore caratteristico)
Vento ponte carico, trasversale (totale):	$q_{6, trasv, k} = N_{\text{app}} \times q_{6_V_max, trasv} = \mathbf{460 \text{ kN}}$ (valore caratteristico)
Frenatura longitudinale (totale):	$q_{3, long, k} = N_{\text{app}} \times q_{3_long} = \mathbf{100 \text{ kN}}$ (valore caratteristico)
Termica uniforme longitudinale (totale):	$q_{7, long, k} = N_{\text{app}} \times q_{7_long} = \mathbf{380 \text{ kN}}$ (valore caratteristico)
Momento complessivo vento (caratteristico):	$M_{6, trasv, k} = h_{\text{elev}} \times q_{6, trasv, k} = \mathbf{897 \text{ kNm}}$ (trasversale)
Momento complessivo frenatura (caratteristico):	$M_{3, long, k} = h_{\text{elev}} \times q_{3, long, k} = \mathbf{195 \text{ kNm}}$ (longitudinale)
Momento complessivo termica uniforme (caratt.):	$M_{7, long, k} = h_{\text{elev}} \times q_{7, long, k} = \mathbf{741 \text{ kNm}}$ (longitudinale)

Azioni verticali su spiccato parete elevazione

Peso (caratteristico) elementi elevazione in c.a.:	$N_{\text{Ed, k, CLS}} = \mathbf{8457 \text{ kN}}$ (da geometria spalla più sollecitata)
Scarichi verticali pesi (caratteristici) impalcato:	$N_{\text{Ed, k, impalc}} = \mathbf{3350 \text{ kN}}$ (si veda somma totale scarichi sui 2 appoggi)
Inerzia sismica sisma verticale (basso-alto):	$\Delta N_{\text{sisma, k, cls}} = 0.5 \times k_h \times N_{\text{Ed, k, CLS}} = \mathbf{1340 \text{ kN}}$ (in modulo)
	$\Delta N_{\text{sisma, k, impalc}} = 0.5 \times k_h \times N_{\text{Ed, k, impalc}} = \mathbf{531 \text{ kN}}$ (in modulo)

Azioni flettenti longitudinali per effetto dell'eccentricità degli scarichi verticali rispetto baricentro sezione a "C"

Distanza baricentro G sezione "C" (da filo parete elev.):	$Y_G = \mathbf{151 \text{ cm}}$ (sezione riferita allo spiccato)
Distanza asse appoggi da filo parete "C":	$s_1 = \mathbf{80 \text{ cm}}$
Eccentricità azioni assiali appoggi da ber. G:	$e_N = Y_G - s_1 = \mathbf{71 \text{ cm}}$ (si veda schema in figura più avanti)
Incremento (max) azione flettente longitudinale:	$\Delta M_{\text{long, k}} = e_N \times N_{\text{Ed, k, impalc}} = \mathbf{2379 \text{ kNm}}$ (caratteristico)
	$\Delta M_{\text{long, slv}} = e_N \times \Delta N_{\text{sisma, k, impalc}} = \mathbf{377 \text{ kNm}}$
Scarico massimi carichi viaggianti (caratteristico):	$F_{k, Z, viaggianti} = \mathbf{2450 \text{ kN}}$ (da azioni impalcato, non fattorizzato)
Incremento momento longitudinale per carichi viaggianti:	$\Delta M_{\text{long, viagg}} = e_N \times F_{k, Z, viaggianti} = \mathbf{1740 \text{ kNm}}$

→ Sollecitazioni SLV sullo spiccato di parete elevazione e muri di risvolto

Azione assiale (compress.), con sisma verticale:	$N_{\text{Ed, sisma}} = N_{\text{Ed, k, CLS}} + N_{\text{Ed, k, impalc}} - (\Delta N_{\text{sisma, k, cls}} + \Delta N_{\text{sisma, k, impalc}}) = \mathbf{9936 \text{ kN}}$ (viene considerato il valore minimo per verifica in pressoflessione)
Taglio azioni longitudinali:	$V_{\text{Ed, sisma, long}} = F_{\text{terre, sisma, LONG}} + F_{\text{inerzia, LONG}} + F_{\text{impalc, LONG}} = \mathbf{6557 \text{ kN}}$

progettazione ati:

Flessione complessiva per azioni longitudinali:	$M_{Ed,sisma,long} = M_{Ed,sisma, LONG} + M_{Ed,inerzia,long} + M_{Impalc,sisma, LONG} + \Delta M_{long,slv}$ = 16945 kNm
Taglio azioni trasversali:	$V_{Ed,sisma,trasv} = F_{terre,sisma,TRASV} + F_{inerzia,TRASV} + F_{Impalc,TRASV} = 2060 \text{ kN}$
Flessione complessiva per azioni trasversali:	$M_{Ed,sisma,trasv} = M_{Ed,sisma,TRASV} + M_{Ed,inerzia,trasv} + M_{Impalc,sisma,TRASV} = 4978 \text{ kNm}$

NOTA: per sicurezza, nel computo dell'azione assiale in condizioni sismiche SLV si è considerata l'azione sismica verticale agente dal basso verso l'alto (sgravio di pesi), ma si è considerato l'incremento flettente per eccentricità dei carichi (sismici) gravanti sugli appoggi come se il sisma agisse dall'alto verso il basso ($\Delta M_{long,slv}$ considerato positivo). Ciò ai soli fini di sicurezza della verifica della sezione, volendo penalizzare il contributo favorevole dovuto alla precompressione dai carichi verticali sulla sezione resistente pressoinflessa.

→ Sollecitazioni SLU (con vento) sullo spiccatto di parete elevazione e muri di risvolto

NOTA: si considera la combinazione SLU che minimizza il valore delle compressioni assiali dovute all'azione dei carichi verticali per pesi e variabili viaggianti. In tal caso, l'azione dei venti viene considerata azione variabile principale rispetto ai carichi viaggianti sull'impalcato. In particolare, l'azione verticale del vento (ponte carico e scarico) crea generalmente una risultante verticale nulla sugli appoggi e un momento trasversale non nullo scaricato dall'impalcato sulla spalla.

Scarico massimi carichi viaggianti (caratteristico):	$F_{k,Z,viaggianti} = 2450 \text{ kN}$ (da azioni impalcato, non fattorizzate)
Coefficiente per carichi variabili da traffico:	$\gamma_{Q,traffico} = 1.35$ NTC2018, tab. 5.1.V, A1)
Coefficiente base carichi variabili (non da traffico):	$\gamma_Q = 1.50$ (NTC2018, tab. 5.1.V, A1)
Coefficiente di combinazione dei carichi viaggianti:	$\psi_{02} = 0.75$ (NTC2018, tab. 5.1.VI, schema 1 – carichi tandem)
Coefficiente di combinazione carichi viaggianti:	$\gamma_{Q2,traffico} = \gamma_{Q,traffico} \times \psi_{02} = 1.01$
Coefficiente di combinazione variabili (non traffico):	$\gamma_{Q2} = \gamma_Q \times \psi_{02} = 1.13$
Coefficiente per carichi variabili:	$\gamma_Q = 1.50$ NTC2018, tab. 5.1.V, A1)
Coefficiente per carichi delle spinte delle terre:	$\gamma_{G1,t} = 1.10$ (NTC2018, tab. 6.2.III, con nota a piè di tabella)
Coefficiente per carichi dovuti ai pesi propri e port.:	$\gamma_{G1,2} = 1.35$ (NTC2018, tab. 5.1.V)
Coefficiente di combinazione azioni termiche:	$\psi_{0T,2} = 0.60$ (NTC2018, tab. 5.1.VI, temperatura)
Azione assiale di progetto (compressione):	$N_{Ed,SLU} = \gamma_{G1,2} \times N_{Ed,k,CLS} + \gamma_{G1,2} \times N_{Ed,k,impalc} + \gamma_{Q2,traffico} \times F_{k,Z,viaggianti} = 18420 \text{ kN}$

Azione variabile principale: vento trasversale a ponte carico

Azione complessiva di taglio trasversale:	$V_{Ed,SLU,TRASV} = \gamma_{G1,t} \times (F_{Q,k,TRASV} + F_{k,ripos,TRASV}) + \gamma_Q \times Q_{6,trasv,k} = 1705 \text{ kN}$
Azione complessiva di taglio longitudinale:	$V_{Ed,SLU, LONG} = \gamma_{G1,t} \times (F_{Q,k, LONG} + F_{k,ripos, LONG}) + \gamma_Q \times \gamma_{Q,traffico} \times Q_{3,long,k} + \gamma_Q \times \psi_{0T,2} \times Q_{7,long,k} = 3029 \text{ kN}$
Momento SLU per azioni trasversali:	$M_{Ed,SLU,TRASV} = \gamma_{G1,t} \times M_{Ed,k,trasv,terre} + \gamma_Q \times M_{6,trasv,k} = 3642 \text{ kNm}$
Momento SLU per azioni longitudinali:	$M_{Ed,SLU, LONG} = \gamma_{G1,2} \times \Delta M_{long,k} + \gamma_{G1,t} \times M_{Ed,k,long,terre} + \gamma_Q \times \gamma_{Q,traffico} \times (M_{3,long,k} + \Delta M_{long,viagg}) + \gamma_Q \times \psi_{0T,2} \times M_{7,long,k} = 13419 \text{ kNm}$

progettazione ati:

12.5.4 Schemi di calcolo resistenti adottati

Per le verifiche delle sezioni in c.a. allo spiccatto si sono impiegati due schemi di calcolo in sicurezza che ottimizzano le armature maggiormente cimentate. Di seguito lo schema (disegni qualitativi, grandezze non in scala):

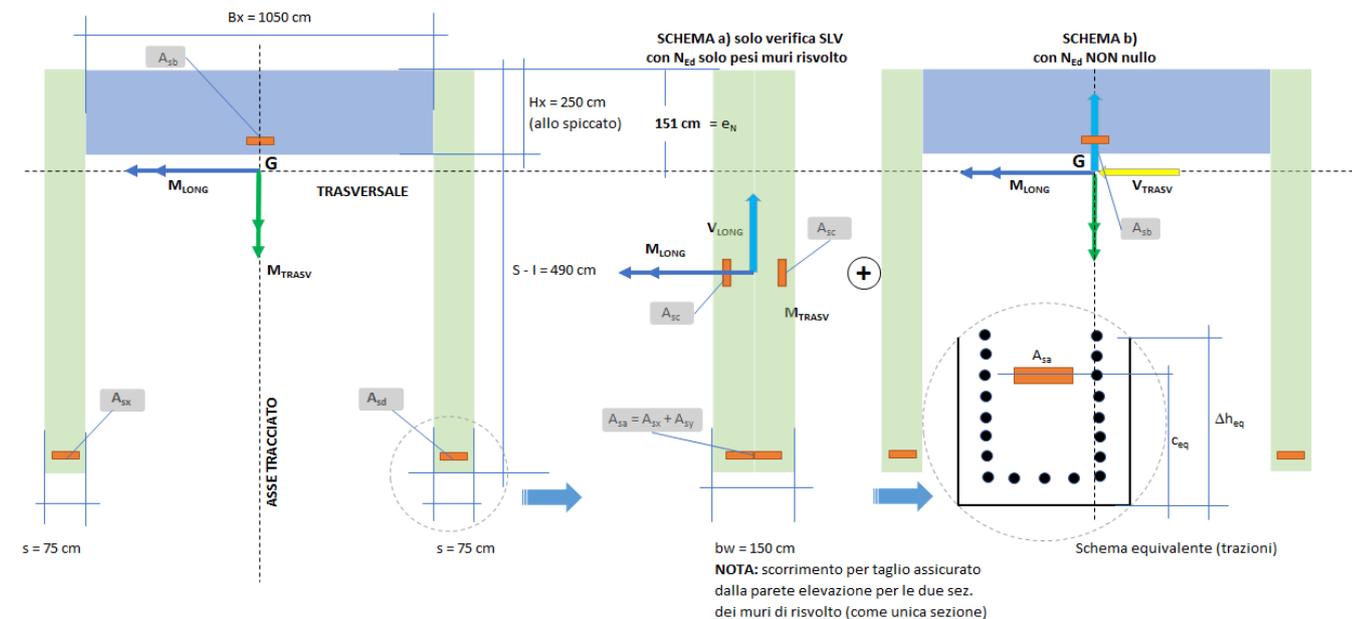


Figura 2 - Schemi resistenti adottati nella sezione allo spiccatto con l'estradosso del plinto. Schema a): flessione semplice retta ipotizzate in presenza delle sole azioni assiali dei loro pesi e in assenza del contributo a schiacciamento della sezione della parete di elevazione (asse neutro che taglia in alto la parete: zona compressa trascurata, per semplicità e sicurezza): solo per verifica SLV. Schema b): pressoflessione deviata con azione assiale effettiva (dovuta prevalentemente agli scarichi dell'impalcato). Del contributo delle pareti di risvolto si lascia solo l'azione del peso (trascurando completamente la loro inerzia flessionale). Sollecitazioni di taglio assorbite in funzione della rigidità degli elementi costituenti la sezione complessiva a "C" resistente.

12.5.5 Sollecitazioni di calcolo assunte nelle sezioni allo spiccatto (estradosso plinto)

Valutazione delle sollecitazioni massime tra combinazioni SLV e SLU

Si dà maggiore importanza agli effetti delle sollecitazioni sismiche. Verrà comunque verificato il caso di forza assiale minore, in concomitanza con il maggiore effetto delle azioni longitudinali, come combinazione di carico da considerare come determinante.

Minimo carico assiale di progetto: $N_{Ed,min} = \min(N_{Ed,sisma}, N_{Ed,SLU}) = 9936$ kN
 Combinazione con minimo carico assiale: "SLV"

Massimo momento longitudinale di progetto: $M_{Ed,max, LONG} = \max(M_{Ed,sisma, long}, M_{Ed,SLU, LONG}) = 16945$ kNm
 Combinazione con max momento longitudinale: $M_{Ed,sisma, long} M_{Ed,SLU, LONG}$ "SLV"

Sollecitazioni di progetto allo stato limite ultimo

Azione assiale (compressione): $N_{Ed,b} = 9936$ kN da comb. "SLV"
 Sollecitazione flettente azioni longitudinali: $M_{LONG} = 16945$ kNm da comb. "SLV"

progettazione ati:

Sollecitazione di taglio azioni longitudinali: $V_{LONG} = 6557$ kN da comb. "SLV"

Sollecitazione flettente azioni trasversali: $M_{TRASV} = 4978$ kNm da comb. "SLV"

Sollecitazione di taglio azioni trasversali: $V_{TRASV} = 2060$ kN da comb. "SLV"

Sollecitazioni SLE-rara (azione del vento a ponte carico come azione principale)

Azione assiale (compressione): $N_{Ed,rara} = N_{Ed,k,CLS} + N_{Ed,k,impalc} + \psi_{02} \times F_{k,Z,viaggianti} = 13645$ kN

Coefficienti per combinazione rara: $\psi_{0,viagg} = 0.75$ (frenatura, carichi viaggianti, NTC2018, tab. 5.1.VI, schema 1 (carico tandem)

$\psi_{0,temp} = 0.60$ (temperatura, NTC2018, tab. 5.1.VI)

Azione flettente per azioni longitudinali: $M_{Ed,long,rara} = \Delta M_{long,k} + M_{Ed,k,long,terre} + \psi_{0,viagg} \times (M_{3,long,k} + \Delta M_{long,viagg}) + \psi_{0,temp} \times M_{7,long,k} = 9387$ kNm

Azione flettente per azioni trasversali: $M_{Ed,trasv,rara} = M_{Ed,k,trasv,terre} + M_{6,trasv,k} = 2985$ kNm

Sollecitazioni SLE-frequente

Coefficienti per combinazione frequente: $\psi_{1,vento} = 0.2$ (vento, NTC2018, tab. 5.1.IV)

$\psi_{2,viagg} = 0.0$ (frenatura, carichi viaggianti, NTC2018, tab. 5.1.VI, schema 1 (carico tandem)

$\psi_{2,temp} = 0.50$ (temperatura, NTC2018, tab. 5.1.VI)

Azione assiale (compressione): $N_{Ed,freq} = N_{Ed,k,CLS} + N_{Ed,k,impalc} + \psi_{2,viagg} \times F_{k,Z,viaggianti} = 11807$ kN

Azione flettente per azioni longitudinali: $M_{Ed,long,freq} = \Delta M_{long,k} + M_{Ed,k,long,terre} + \psi_{2,viagg} \times (M_{3,long,k} + \Delta M_{long,viagg}) + \psi_{2,temp} \times M_{7,long,k} = 7862$ kNm

Azione flettente per azioni trasversali: $M_{Ed,trasv,freq} = M_{Ed,k,trasv,terre} + \psi_{1,vento} \times M_{6,trasv,k} = 2267$ kNm

Sollecitazioni SLE-quasi permanente

Coefficienti per combinazione quasi permanente: $\psi_{2,vento} = 0.0$ (vento, NTC2018, tab. 5.1.IV)

$\psi_{2,viagg} = 0.0$ (frenatura, carichi viaggianti, NTC2018, tab. 5.1.VI, schema 1 (carico tandem)

$\psi_{2,temp} = 0.50$ (temperatura, NTC2018, tab. 5.1.VI)

Azione assiale (compressione): $N_{Ed,qperm} = N_{Ed,k,CLS} + N_{Ed,k,impalc} + \psi_{2,viagg} \times F_{k,Z,viaggianti} = 11807$ kN

Azione flettente per azioni longitudinali: $M_{Ed,long,qperm} = \Delta M_{long,k} + M_{Ed,k,long,terre} + \psi_{2,viagg} \times (M_{3,long,k} + \Delta M_{long,viagg}) + \psi_{2,temp} \times M_{7,long,k} = 7862$ kNm

Azione flettente per azioni trasversali: $M_{Ed,trasv,qperm} = M_{Ed,k,trasv,terre} + \psi_{2,vento} \times M_{6,trasv,k} = 2088$ kNm

12.5.6 Sollecitazioni di calcolo e dimensioni assegnate alle sezioni resistenti

Si esegue la verifica della sezione resistente a "C" (sezione misurata allo spicco con l'estradosso del plinto) sottoposta a pressoflessione deviata e a taglio in entrambe le direzioni (trasversale e longitudinale). Per sicurezza, per dimensionare le armature longitudinali terminali degli speroni (che in condizioni sismiche, assieme ai pali, devono garantire il non ribaltamento del muro), si è utilizzato un ulteriore schema di calcolo che prevede l'entrata in carico (in condizioni di flessione retta) della sezione equivalente dei due speroni. Questa sezione equivalente viene chiamata quindi a bilanciare l'intera sollecitazione flettente longitudinale (generalmente maggiormente gravosa in condizioni sismiche), trascurando il contributo a schiacciamento

progettazione ati:

della zona della parete di elevazione dove sono collocati gli appoggi. Lo schema di verifica a) – introdotto per sicurezza – viene verificato per le sole combinazioni sismiche più gravose.

12.5.7 Elemento resistente: schema a): sezione equivalente dei due speroni assieme (solo per verifica SLV)

Larghezza sezione resistente inflessa:	$b_{wa} = 150 \text{ cm}$
Altezza sezione resistente inflessa:	$h_{wa} = 490 \text{ cm}$
Solo peso proprio muri di risvolto + orecchie:	$N_{Mrisv,k} = 1099 \text{ kN}$
Assiale ultimo:	$N_{ASS} = \gamma_{G1,2} \times N_{Mrisv,k} = 1484 \text{ kN}$
Momento longitudinale ultimo:	$M_{LONG} = 16945 \text{ kNm}$
Sollecitazione di taglio ultimo:	$V_{LONG} = 6557 \text{ kN}$

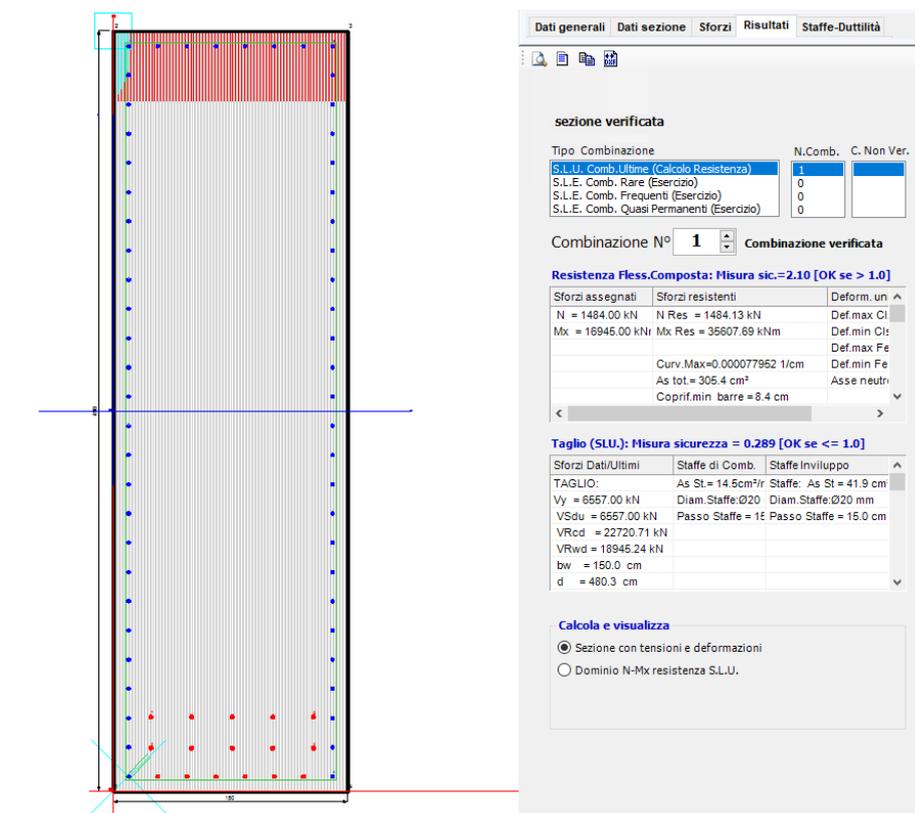


Figura 3 - Verifica SLV sezione resistente schema a): VERIFICATO - spiccato 58φ22 passo 20 cm + zona tesa infittita con layer interni per un totale di 16φ26 (armature evidenziate in rosso). Staffe ferri esterni chiusi φ20 passo 200 cm (2 bracci resistenti).

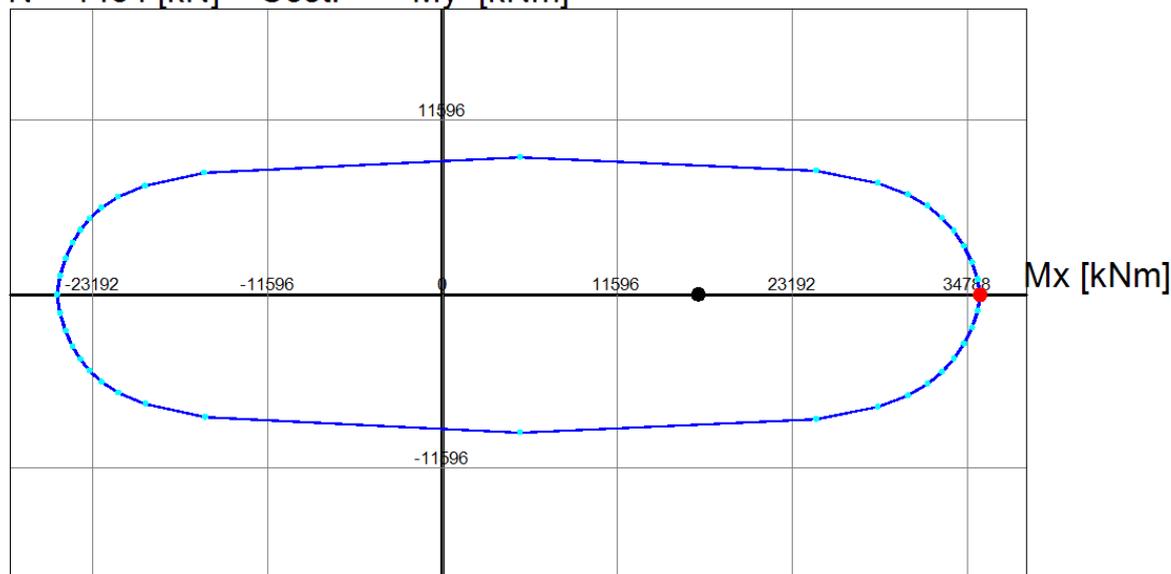
progettazione ati:

DOMINIO INTERAZIONE Mx-My (STATO LIMITE ULTIMO)

Nome Sezione: Sez_schema_A

Percorso File: C:\Users\mail neDrive\Desktop\LC_ALLA_Predim\SPICCATO PARETE ELEVAZIONE\Sez_schema_A.sez

$N = 1484 \text{ [kN]} = \text{Cost.}$ $My \text{ [kNm]}$



Passo Momenti Mx, My griglia = 11596 kNm

Figura 4 - Dominio interazione sezione resistente schema a): VERIFICATO

12.5.8 Elemento resistente: schema b) di sez. "C" (misurata allo spiccato)

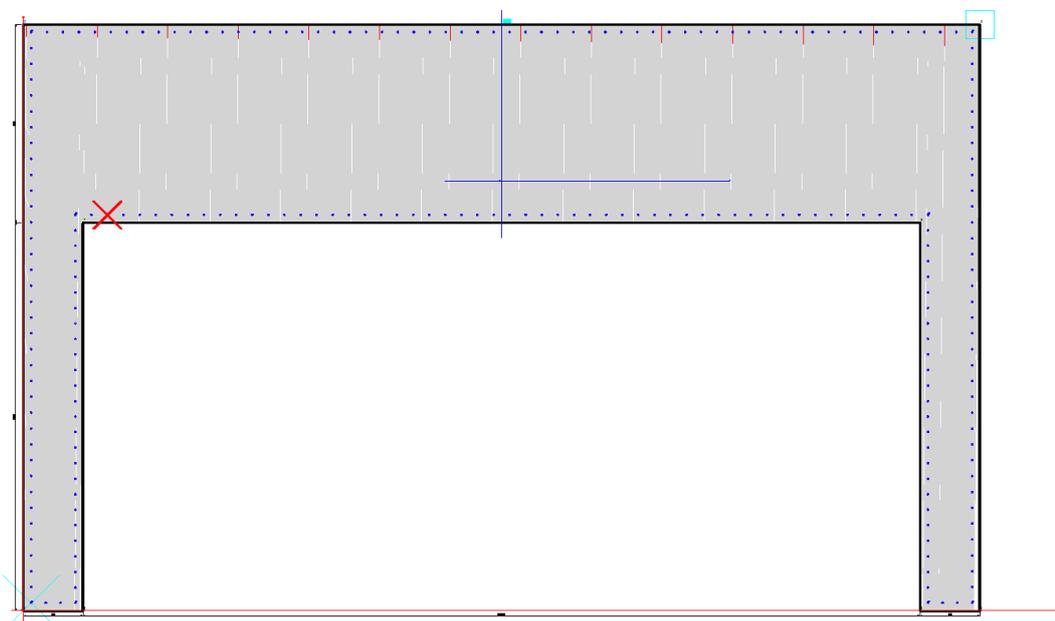
Tipo di forma sezione: a "C", misurata allo spiccato
Larghezza sezione resistente inflessa a "C": $b_{wb} = 1050 \text{ cm}$
Altezza sezione resistente inflessa a "C": $h_{wb} = 490 \text{ cm}$ (pari alla lunghezza in pianta dei due speroni)

Azione assiale ultima (compressione): $N_{Ed,b} = 9936 \text{ kN}$
Momento longitudinale ultimo: $M_{LONG} = 16945 \text{ kNm}$
Momento trasversale ultimo: $M_{TRASV} = 4978 \text{ kNm}$
Taglio longitudinale ultimo: $V_{LONG} = 6557 \text{ kN}$
Solllecitazione di taglio ultima: $V_{TRASV} = 2060 \text{ kN}$

Assiale SLE-rara: $N_{Ed,rara} = 13645 \text{ kN}$
Momento longitudinale SLE-rara: $M_{RA,b,long} = M_{Ed,long,rara} = 9387 \text{ kNm}$
Momento trasversale SLE-rara: $M_{RA,b,trasv} = M_{Ed,trasv,rara} = 2985 \text{ kNm}$

progettazione ati:

Assiale SLE-frequente:	$N_{Ed, freq} = 11807 \text{ kN}$
Momento longitudinale SLE-frequente:	$M_{FR, b, long} = M_{Ed, long, freq} = 7862 \text{ kNm}$
Momento trasversale SLE-frequente:	$M_{FR, b, trasv} = M_{Ed, trasv, freq} = 2267 \text{ kNm}$
Assiale SLE-quasi permanente:	$N_{Ed, qperm} = 11807 \text{ kN}$
Momento longitudinale SLE-quasi permanente:	$M_{QP, b, long} = M_{Ed, long, qperm} = 7862 \text{ kNm}$
Momento trasversale SLE-quasi permanente:	$M_{QP, b, trasv} = M_{Ed, trasv, qperm} = 2088 \text{ kNm}$



Dati generali			
Dati sezione		Sforzi	
Risultati		Staffe-Duttilità	
Tipo Combinazione			
S.L.E. Comb. Rare (Esercizio)	1	N.Comb.	C. Non Ver.
S.L.E. Comb. Frequenti (Esercizio)	1		
S.L.E. Comb. Quasi Permanenti (Esercizio)	1		
Combinazione N° 1			
Resistenza Fless.Composta: Misura sic.=6.80 [OK se > 1.0]			
Sforzi assegnati	Sforzi resistenti	Deform. un	
N = 9936.00 kN	N Res = 9936.96 kN	Def.max Cl	
Mx = 16846.00 kNm	Mx Res = 117656.79 kNm	Def.min Cl	
My = 4978.00 kNm	My Res = 33751.57 kNm	Def.max Fe	
	Curv.Max=0.000094363 1/cm	Def.min Fe	
		Asse Neutr	
		coeff. a = 0	
Taglio (S.L.U.): Misura sicurezza = 0.057 [OK se <= 1.0]			
Sforzi Dati/Ultimi	Staffe di Comb.	Staffe Involuppo	
TAGLIO:	As St = 17.9cm/1v	Staffe: As St = 62.8 cm	
Vy = 6667.00 kN	Diam.Staffe-020	Diam.Staffe-020 mm	
Vx = 2080.00 kN	Passo Staffe = 1C	Passo Staffe = 10.0 cm	
V _{Sdu} = 6678.03 kN			
V _{Rcd} = 114506.96 kN			
V _{Rwd} = 23124.98 kN			
bw = 925.9 cm			
Calcola e visualizza			
<input checked="" type="radio"/> Sezione con tensioni e deformazioni			
<input type="radio"/> Dominio Mx-My S.L.U.			
<input type="radio"/> Dominio N-Mx-My S.L.U.ultimi			

Figura 5 - Verifica resistenza sezione schema b): VERIFICATO – allo spiccato 240φ22 – passo 20 cm

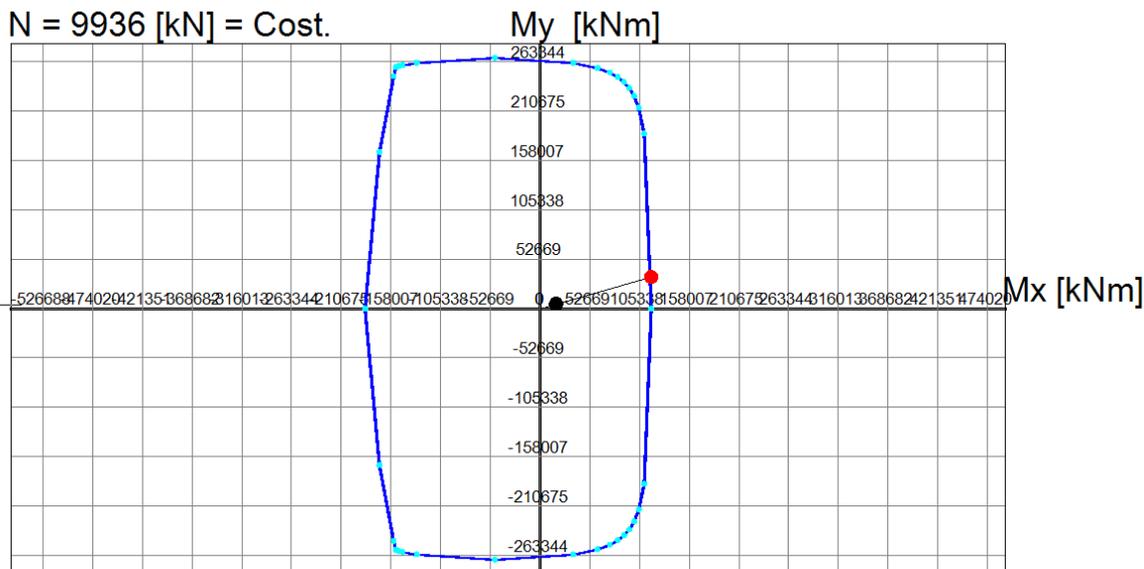
progettazione ati:

DOMINIO INTERAZIONE Mx-My (STATO LIMITE ULTIMO)

Nome Sezione: Verifica_Sezione_C

Percorso File: C:\Users\mail neDrive\Desktop LC_ALLA_Predim\SPICCATO PARETE ELEVAZIONE\Verifica_Sezione_C.sez

N = 9936 [kN] = Cost.



Passo Momenti Mx, My griglia = 52669 kNm

Figura 6 - Dominio di interazione stato limite ultimo: VERIFICATO

progettazione ati:

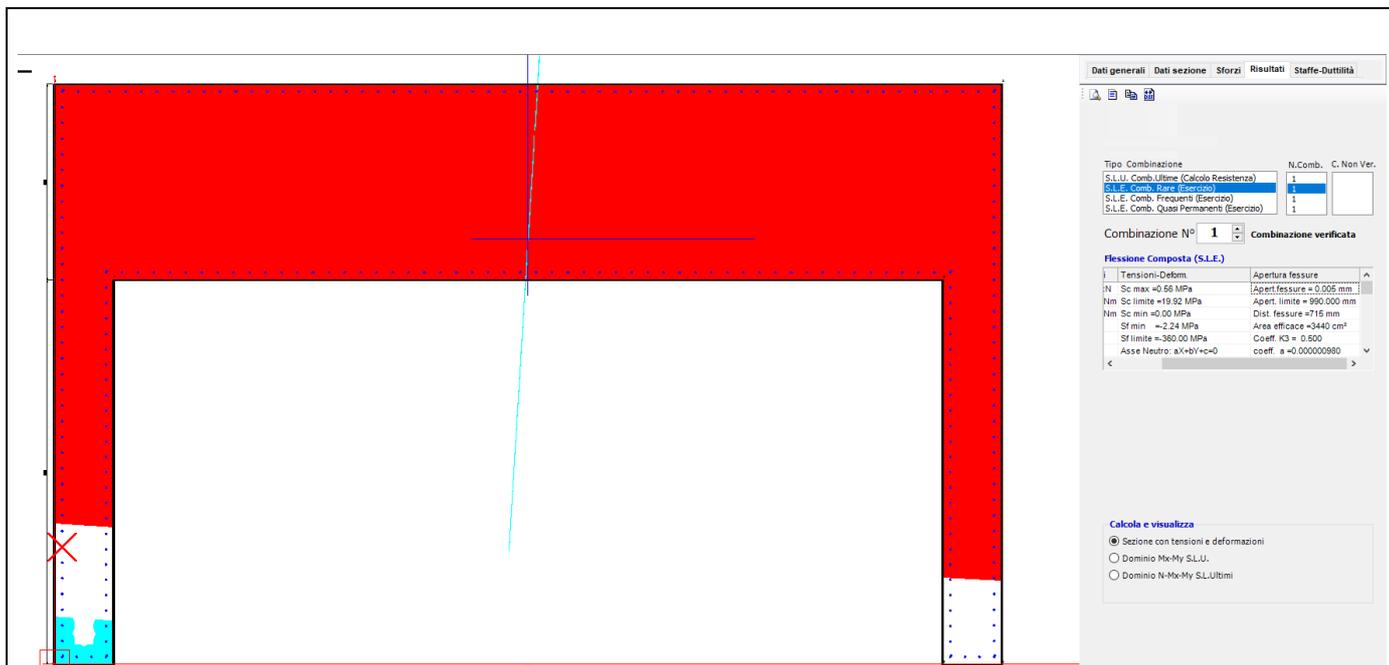


Figura 7 - Verifica SLE più gravosa: tensioni sotto i limiti, sezione non fessurata: VERIFICATO

progettazione ati:

12.6 Verifica bandiera

Si verificano le armature orizzontali (esterne) reagenti alla sezione di incastro della bandiera della spalla con le estremità libere dei muri di risvolto. Si considera la combinazione eccezionale per urto di veicolo in svio: q_8 . Geometria della sezione di incastro della bandiera:

Altezza all'incastro:	$H_{band} = 230 \text{ cm}$ (S + R, da geometria spalla più sollecitata)
Larghezza all'incastro:	$B_{band} = 75 \text{ cm}$ (s, da geometria spalla più sollecitata)
Sviluppo orizzontale della bandiera:	$L_{band} = 200 \text{ cm}$ (Q, da geometria spalla più sollecitata)

NOTA: la geometria della bandiera presenta una rastremazione dal bordo inferiore di attacco fino alla zona terminale di altezza (in verticale) pari a $S = 0 \text{ cm}$. Per semplicità e sicurezza, per il calcolo delle spinte dei terreni, si considera una superficie quadrangolare di area $H_{band} \times L_{band} = 4.60 \text{ m}^2$. Si ha, nel caso in oggetto:

Carico lineare per urto:	$H_{urto} = (100 \text{ kN}) / (1.25 \text{ m}) = 80.00 \text{ kN/m}$
Entità del carico superficiale distribuito:	$Q_{k2} = 2 \times 200 \text{ kN} = 400 \text{ kN}$ ("schema di carico 2")
Altezza spalla (elevazione + fondazione):	$H_{spalla} = 852 \text{ cm}$
Sviluppo in pianta parete risvolto:	$B_{risvolto} = 490 \text{ cm}$
Spessore bandiera:	$s_{band} = 75 \text{ cm}$ (s, da geometria spalla)
Valore angolo di attrito terreni imbarco:	$\phi = 35^\circ$
Angolo di inclinazione cuneo di spinta attiva:	$\alpha_{attiva} = 45^\circ + \phi/2 = 62.5^\circ$
Larghezza cuneo di spinta attiva (tergo muro risv.):	$x = H_{spalla} / \tan(\alpha_{attiva}) = 4.44 \text{ m}$
Estensione in pianta della zona di urto:	$b_{urto} = 1.25 \text{ m} \times 3 = 3.75 \text{ m}$
Superficie orizzontale di distribuzione del carico:	$S_x = x \times b_{urto} = 16.63 \text{ m}^2$
Carico distribuito equivalente (sch. carico 2):	$q_{k2} = Q_{k2} / S_x = 24.05 \text{ kN/m}^2$
Pressione orizzontale litostatica (sch. carico 2):	$q_{k2,H} = k_0 \times q_{k2} = 10.26 \text{ kN/m}^2$
→ Azione risultante orizz. su bandiera (sch. 2): $R_{q2,H} = q_{k2,H} \times H_{band} \times L_{band} = 47.2 \text{ kN}$ (valore caratteristico)	
Peso specifico terreni:	$\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$
Coefficiente di spinta "a riposo":	$k_0 = 1 - \sin(\phi) = 0.426$
Quota A del terreno, sezione inferiore incastro:	$h_V = H_{band} = 2.30 \text{ m}$
Pressione caratteristica spinta "a riposo" in A:	$\sigma_{p0} = k_0 \times \gamma \times h_V = 17.65 \text{ kN/m}^2$
→ Azione risultante orizzontale su bandiera: $R_{\sigma p0} = 0.5 \times \sigma_{p0} \times h_V \times L_{band} = 40.60 \text{ kN}$	
→ Azione risultante orizzontale su bandiera: $R_{urto} = H_{urto} \times L_{band} = 160.00 \text{ kN}$	

progettazione ati:

Sollecitazioni di progetto eccezionale (verifica flessione armature esterne orizzontali) – per metro lineare di incastro

Sollecitazione flettente (eccezionale):	$M_{Ed,ecc} = [(0.5 \times L_{band} \times R_{q2,H}) + [(h_V / 3) \times R_{cp0}] + (0.5 \times L_{band} \times R_{urto})] / H_{band} = 103.61 \text{ kNm/m}$
Sollecitazione di taglio (eccezionale):	$V_{Ed,ecc} = (R_{q2,H} + R_{cp0} + R_{urto}) / H_{band} = 107.73 \text{ kN/m}$

Fattori di progetto e armatura tesa

Copriferro (max) armature tese:	$c = 50 \text{ mm}$
Tensione di snervamento acciai armature:	$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
Fattore parziale di sicurezza acciai:	$\gamma_s = 1.15$
Tensione di progetto acciai armature:	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391 \text{ N/mm}^2$
Altezza utile sezione resistente all'incastro:	$d_A = B_{band} - c = 700 \text{ mm}$
Armatura longitudinale tesa orizzontale richiesta:	$A_{s1,H} = M_{Ed,ecc} / [0.9 \times d_A \times f_{yd}] = 420 \text{ mm}^2/\text{m}$

12.6.1 Verifica taglio su sezione di incastro

Resistenza sezione al taglio in assenza di apposite armature di cucitura (EC2 p.to 6.2.2, NTC2018 p.to 4.1.2.3.5.1)

Larghezza (minima) della sezione a taglio:	$b_w = 1000 \text{ mm}$
Altezza effettiva della sezione (a flessione):	$h = 750 \text{ mm}$
Altezza utile della sezione a taglio:	$d = 690 \text{ mm}$
Resistenza caratteristica del cls:	$f_{ck} = 32 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente parziale di sicurezza cls:	$\gamma_c = 1.50$ (NTC2018, eq. 4.1.3)
Coefficiente di applicazione dei carichi:	$\alpha_{cc} = 0.85$ (NTC2018, eq. 4.1.3)
Resistenza di progetto a compressione:	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 18.1 \text{ N/mm}^2$ (EC2 eq.3.15, NTC2018)
Area dell'armatura longitudinale tesa che si estende di almeno $l_{bd} + d$ oltre la sezione considerata per la verifica a taglio:	$A_{sl} = 1570 \text{ mm}^2$ (valore nullo, quando ignorata per sicurezza)
Massimo taglio di progetto (SLU/SLV):	$V_{Ed,0} = 107.7 \text{ kN}$ (da analisi, senza considerare sovraresistenza)
Tipo di elemento a verifica:	piastra (soletta)
Tipo di "Classe di Duttilità" scelta (NTC2018):	"ignorata"
Valore assunto per il coeff. di sovraresistenza:	$\gamma_{Rd} = 1.00$ (valore di $V_{Ed,0}$ già comprensivo o ignorato)
Valore assunto del taglio di progetto (SLU/SLV)	$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \times V_{Ed,0} = 107.7 \text{ kN}$ (secondo NTC2018, tab. 7.2.1)
Braccio di leva a flessione:	$z = 0.9 \times d = 621 \text{ mm}$
Tensione di taglio di progetto (SLU/SLV):	$v_{Ed} = V_{Ed} / (z \times b_w) = 0.2 \text{ N/mm}^2$
Tasso geometrico armature longitudinali a trazione:	$\rho_l = \min(A_{sl} / (b_w \times d), 0.02) = 0.002$
Tensione nel conglomerato:	$C_{Rd,c} = 0.18 \text{ N/mm}^2 / \gamma_c = 0.120 \text{ N/mm}^2$ $k = \min(1 + (200 \text{ mm} / d)^{0.5}, 2) = 1.538$ (NTC2018, p.to 4.1.2.3.5.1)
Resistenza ultima a taglio (EC2 eq.6.2.a):	$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2)^{(1/3)} \times b_w \times d = 246.88 \text{ kN}$
Tensione minima di taglio:	$v_{min} = 0.035 \text{ N/mm}^2 \times k^{1.5} \times (f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2)^{0.5} = 0.378 \text{ N/mm}^2$
Forza assiale nella sezione, per effetto delle precompressione:	$N_{Ed} = 0.0 \text{ kN}$
Area della sezione trasversale in cls:	$A_C = b_w \times h = 750000 \text{ mm}^2$

progettazione ati:

Tensione sulla sezione per azione assiale: $\sigma_{cp} = \min(N_{Ed} / A_C, 0.2 \times f_{cd}) = \mathbf{0.000 \text{ N/mm}^2}$
 $k_1 = 0.15$ (NTC2018, eq. 4.1.23)

Resistenza a taglio minima (EC2 eq.6.2.b): $V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = \mathbf{260.67 \text{ kN}}$

Per la sezione in oggetto risulta quindi: $V_{Rd} = \max(V_{Rd,c}, V_{Rd,c,min}) = \mathbf{260.67 \text{ kN}}$ (NTC2018, eq. 4.1.23)
 $V_{Ed} / V_{Rd} = \mathbf{0.413} < \mathbf{1}$

OK - Non necessarie apposite armature di cucitura a taglio

Riassunto degli esiti delle verifiche per solo taglio

La sezione dell'elemento a verifica non necessita di particolari armature di cucitura a taglio. Di seguito, i valori di riferimento per staffatura minima di norma EC2.

Limiti armature per elementi "piastra"	Limiti armature per elementi "trave"
(EC2 eqq. 9.4-9.5N)	(EC2 p.to 9.2.2, eqq. 9.4-9.5N)
Max passo longitudinale insiemi di staffe: $S_{l,max_p} = \mathbf{518 \text{ mm}}$	Max passo longitudinale armature a taglio: $S_{l,max} = \mathbf{518 \text{ mm}}$
Max passo longitudinale ferri piegati: $S_{l,max_fp} = \mathbf{690 \text{ mm}}$	Max distanza trasversale bracci armature taglio: $S_{t,max} = \mathbf{518 \text{ mm}}$
Max distanza trasversale armature taglio: $S_{t,max_p} = \mathbf{1035 \text{ mm}}$	-

Nota bene : vengono riportati i valori minimi indicati negli Eurocodici ai quali le NTC2018 fanno riferimento.

progettazione ati:

13 VERIFICHE STRUTTURALI SPALLA B

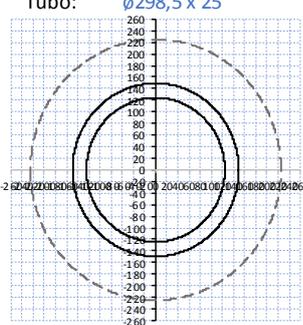
13.1 Premessa

Di seguito, le verifiche degli elementi strutturali delle opere in oggetto. Verranno considerate le combinazioni di carico maggiormente significative e, tra queste, quelle che incidono maggiormente in termini di resistenza allo stato limite ultimo e di esercizio.

13.2 Verifica armatura mediopalo maggiormente cementato

Numero complessivo di pali	N = 120
Tipologia pali	mediopali $\phi 450$
Coefficiente unitario momento-taglio testa pali	$r_t = 1.80$ (da analisi geotecnica, vedere relazione di riferimento)
Lunghezza del palo con deformata per taglio	$L_p = 8$ m

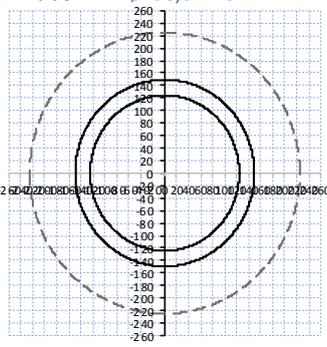
Verifica - SLV

VERIFICA MICROPALO							
Materiale							
Acciaio	S355		Tipo di acciaio				
f_{yk}	355	N/mm ²	Tensione di snervamento				
f_{tk}	510	N/mm ²	Tensione di rottura				
γ_{M0}	1.05	-	Coefficiente parziale di sicurezza				
f_{yd}	338.10	N/mm ²	Tensione di snervamento di progetto				
Caratteristiche Sezione							
Tubo: $\phi 298,5 \times 25$							
		D_e	298.5	mm	Diametro Esterno Tubo		
		S_p	25	mm	Spessore Tubo		
		D_i	248.5	mm	Diametro Interno tubo		
		R_e	149.25	mm	Raggio esterno tubo		
		R_i	124.25	mm	Raggio interno tubo		
		A	215	cm ²	Area tubo		
		W_{el}	1357	cm ³	Modulo elastico di resistenza a flessione		
		$D_{micropalo}$	450	mm	Diametro Micropalo		
VERIFICA SEZIONE							
Verifica Sezione con Azione assiale (compressione), Momento Flettente e Taglio Massimo							
N_{ed} [kN]	M_{ed} [kNm]	V_{ed} [kN]	σ [Mpa]	τ [Mpa]	σ_{VM} [Mpa]	F.S. [-]	CHECK
551.5	332.50	184.7	270.68	17.18	272.31	0.81	$\sigma_{VM} < f_{yd}$ Verifica Soddisfatta

1.80 valore parametro $r_t = M_{ed} / V_{ed}$

progettazione ati:

Verifica– SLU

VERIFICA MICROPALO																																														
Materiale																																														
Acciaio	S355		Tipo di acciaio																																											
f_{yk}	355	N/mm ²	Tensione di snervamento																																											
f_{tk}	510	N/mm ²	Tensione di rottura																																											
γ_{M0}	1.05	-	Coefficiente parziale di sicurezza																																											
f_{yd}	338.10	N/mm ²	Tensione di snervamento di progetto																																											
Caratteristiche Sezione																																														
Tubo: $\varnothing 298,5 \times 25$																																														
			<table border="1"> <tr> <td>D_e</td> <td>298.5</td> <td>mm</td> <td colspan="2">Diametro Esterno Tubo</td> </tr> <tr> <td>S_p</td> <td>25</td> <td>mm</td> <td colspan="2">Spessore Tubo</td> </tr> <tr> <td>D_i</td> <td>248.5</td> <td>mm</td> <td colspan="2">Diametro Interno tubo</td> </tr> <tr> <td>R_e</td> <td>149.25</td> <td>mm</td> <td colspan="2">Raggio esterno tubo</td> </tr> <tr> <td>R_i</td> <td>124.25</td> <td>mm</td> <td colspan="2">Raggio interno tubo</td> </tr> <tr> <td>A</td> <td>215</td> <td>cm²</td> <td colspan="2">Area tubo</td> </tr> <tr> <td>W_{el}</td> <td>1357</td> <td>cm³</td> <td colspan="2">Modulo elastico di resistenza a flessione</td> </tr> <tr> <td>$D_{micropalo}$</td> <td>450</td> <td>mm</td> <td colspan="2">Diametro Micropalo</td> </tr> </table>				D_e	298.5	mm	Diametro Esterno Tubo		S_p	25	mm	Spessore Tubo		D_i	248.5	mm	Diametro Interno tubo		R_e	149.25	mm	Raggio esterno tubo		R_i	124.25	mm	Raggio interno tubo		A	215	cm ²	Area tubo		W_{el}	1357	cm ³	Modulo elastico di resistenza a flessione		$D_{micropalo}$	450	mm	Diametro Micropalo	
D_e	298.5	mm	Diametro Esterno Tubo																																											
S_p	25	mm	Spessore Tubo																																											
D_i	248.5	mm	Diametro Interno tubo																																											
R_e	149.25	mm	Raggio esterno tubo																																											
R_i	124.25	mm	Raggio interno tubo																																											
A	215	cm ²	Area tubo																																											
W_{el}	1357	cm ³	Modulo elastico di resistenza a flessione																																											
$D_{micropalo}$	450	mm	Diametro Micropalo																																											
VERIFICA SEZIONE																																														
Verifica Sezione con Azione assiale (compressione), Momento Flettente e Taglio Massimo																																														
N_{ed} [kN]	M_{ed} [kNm]	V_{ed} [kN]	σ [Mpa]	τ [Mpa]	σ_{VM} [Mpa]	F.S. [-]	CHECK																																							
514.4	158.10	87.8	140.43	8.17	141.14	0.42	$\sigma_{VM} < f_{yd}$ Verifica Soddisfatta																																							

1.80 valore parametro $r_t = M_{Ed} / V_{Ed}$

progettazione ati:

13.3 Verifiche elemento paraghiaia

13.3.1 Modello di calcolo

Per la spinta statica del terrapieno - come indicato in "Progettazione e costruzione di ponti", Mario Paolo Petrangeli, IV edizione, HOEPLI - si accetta l'ipotesi di Rankine di distribuzione trinagolare con risultante orizzontale $\sigma_{0,t} = \gamma \lambda_a h$, con $\lambda_a = \tan^2(45^\circ - \varphi/2)$. Per costruzioni stradali si assume $\varphi = 35^\circ$.

NOTA: poiché la parte centrale (in senso longitudinale) della parete paraghiaia è deformabile orizzontalmente sotto carico, si è utilizzata la spinta attiva (anziché la spinta "a riposo) ma, nelle verifiche delle armature e del cls compresso e fessurato, si è ("recuperata" tale approssimazione) trascurando il contributo di precompressione dovuto all'azione assiale agente sul paraghiaia. In questo modo, si sono semplificati i calcoli di verifica, mantenendo ugualmente un sufficiente grado di sicurezza.

13.3.2 Dati e sollecitazioni di carico

L'ipotesi di spinta orizzontale è a favore di stabilità in quanto in realtà la risultante delle pressioni del terreno è inclinata verso il basso e quindi ha una componente verticale stabilizzante che viene trascurata.

Peso specifico terreni:	$\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$
Angolo di attrito dei terreni:	$\varphi = 35^\circ$
Coefficiente di Rankine:	$\lambda_a = (\tan(45^\circ - \varphi/2))^2 = 0.271$
Sovraccarico in superficie (caratteristico):	$Q_k = 20.0 \text{ kN/m}^2$
Altezza paraghiaia:	$h = 4.72 \text{ m}$
Spessore muro paraghiaia:	$s = 50 \text{ cm}$
Pressione del sovraccarico sul terrapieno:	$\sigma_{0,p} = \lambda_a \times Q_k = 5.42 \text{ kN/m}^2$
Risultante sovraccarico sul terrapieno (per m lin.):	$R_{kp} = \sigma_{0,p} \times h = 25.58 \text{ kN/m}$ (valore caratteristico orizzontale)
Momento del sovraccarico (per metro lineare):	$M_{p,k} = R_{kp} \times h/2 = 60.37 \text{ kNm/m}$ (valore caratteristico)
Pressione terreni allo spiccatto del paraghiaia:	$\sigma_{0,t} = \gamma \times \lambda_a \times h = 23.02 \text{ kN/m}^2$
Risultante terreni sul terrapieno (per m lin.):	$R_{kt} = \sigma_{0,t} \times h/2 = 54.34 \text{ kN/m}$ (valore caratteristico orizzontale)
Momento dei terreni (per metro lineare):	$M_{t,k} = R_{kt} \times h/3 = 85.49 \text{ kNm/m}$ (valore caratteristico)

Combinazione SLU - terreni - spiccatto paraghiaia

Taglio (dovuto alle spinte dei terreni):	$V_{Ed,t} = 1.3 \times R_{kt} + 1.5 \times R_{kp} = 109.01 \text{ kN/m}$
Momento flettente (dovuto alla spinta dei terreni):	$M_{Ed,t} = 1.3 \times M_{t,k} + 1.5 \times M_{p,k} = 201.69 \text{ kNm/m}$

progettazione ati:

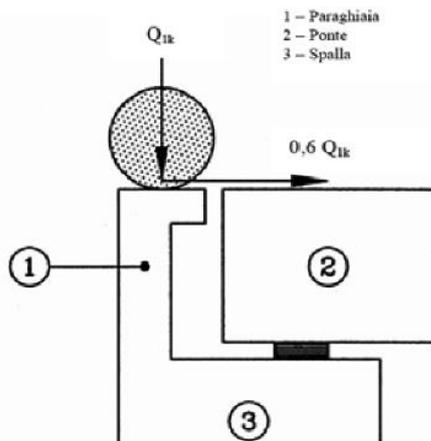


Figura C5.1.1 - Carichi da traffico su muri paraghiaia

NOTA: nella determinazione dei momenti flettenti di verifica, il muro paraghiaia viene considerato come una mensola incastrata allo spiccato del muro frontale, trascurando a favore di sicurezza gli effetti dovuti all'eventuale presenza dei muri di risvolto. La combinazione sismica viene tralasciata, poiché le sollecitazioni sono alquanto minori delle comb. SLU/SLE.

13.3.3 Combinazioni di carico

Combinazione SLU - effetto del singolo asse (carichi viaggianti)

Si considera quanto riportato al C5.1.3.3.5 delle NTC2018 (Disposizione dei carichi mobili per realizzare le condizioni di carico più gravose). Si considera che agisca direttamente l'azione frenante di uno dei due carichi (del complessivo 300 kN costituenti il Q_{1k}) ripartita su una larghezza pari all'ingombro tra le due ruote del Q_{1k} aumentata della quantità derivante da una ripartizione a 45° sull'altezza del paraghiaia (in direzione verticale). Per la geometria del paraghiaia in oggetto si individua la:

base collaborante del muro paraghiaia:	$b = 2 \times h \times \tan(45^\circ) + i_{\text{tandem}} = 11.44 \text{ m}$
Peso proprio muro paraghiaia (per metro lineare):	$p_k = s \times h \times (25.00 \text{ kN/m}^3) = 59.00 \text{ kN/m}$
Valore di progetto SLU (peso muro per metro lin.):	$p_d = 1.3 \times p_k = 76.70 \text{ kN/m}$
Carico tandem (singolo asse, NTC2018):	$Q_{1k} = 300 \text{ kN}$
da cui i carichi (caratteristici) pari a:	$Q_{\text{acc},v} = Q_{1k} / b = 26.22 \text{ kN/m}$ (verticale)
	$Q_{\text{acc},h} = 0.60 \times Q_{1k} / b = 15.73 \text{ kN/m}$ (orizzontale)
Momento flettente allo spiccato paraghiaia:	$M_{\text{acc},h,k} = Q_{\text{acc},h} \times h = 74.27 \text{ kNm/m}$
Azione assiale SLU (per peso proprio paraghiaia):	$N_{\text{Ed},p} = p_d = 76.70 \text{ kN/m}$
Taglio SLU (dovuto ai carichi viaggianti):	$V_{\text{Ed},c} = 1.5 \times Q_{\text{acc},h} = 23.60 \text{ kN/m}$ (orizzontale)
Momento flettente SLU (per carichi viaggianti):	$M_{\text{acc},h} = 1.3 \times M_{\text{acc},h,k} = 96.55 \text{ kNm/m}$

Combinazioni di carico, riferite a $b_w = 1 \text{ m}$ di larghezza di muro

Combinazione di carico SLU

Azione assiale (compressione):	$N_{\text{Ed},\text{SLU}} = N_{\text{Ed},p} + 0.9 \times Q_{\text{acc},v} = 100.30 \text{ kN}$
Taglio longitudinale:	$V_{\text{Ed},\text{SLU}} = V_{\text{Ed},t} + V_{\text{Ed},c} = 132.61 \text{ kN}$

progettazione ati:

Momento flettente:	$M_{Ed,SLU} = M_{Ed,t} + M_{acc,h} = \mathbf{298.24}$ kNm
Combinazione di carico SLE-rara	
Azione assiale (compressione):	$N_{Ed,rara} = p_k + 1.00 \times Q_{acc,v} = \mathbf{85.22}$ kN
Taglio longitudinale:	$V_{Ed,rara} = 1.0 \times R_{kt} + 1.0 \times R_{kp} + 1.00 \times Q_{acc,h} = \mathbf{95.65}$ kN
Momento flettente:	$M_{Ed,rara} = 1.0 \times M_{t,k} + 1.0 \times M_{p,k} + 1.00 \times M_{acc,h,k} = \mathbf{220.13}$ kNm
Combinazione di carico SLE-frequente	
Azione assiale (compressione):	$N_{Ed,freq} = p_k + 0.75 \times Q_{acc,v} = \mathbf{78.67}$ kN
Taglio longitudinale:	$V_{Ed,freq} = 1.0 \times R_{kt} + 1.0 \times R_{kp} + 0.75 \times Q_{acc,h} = \mathbf{91.72}$ kN
Momento flettente:	$M_{Ed,freq} = 1.0 \times M_{t,k} + 1.0 \times M_{p,k} + 0.75 \times M_{acc,h,k} = \mathbf{201.56}$ kNm
Combinazione di carico SLE-quasi permanente	
Azione assiale (compressione):	$N_{Ed,qperm} = p_k + 0.0 \times Q_{acc,v} = \mathbf{59.00}$ kN
Taglio longitudinale:	$V_{Ed,qperm} = 1.0 \times R_{kt} + 1.0 \times R_{kp} + 0.0 \times Q_{acc,h} = \mathbf{79.92}$ kN
Momento flettente:	$M_{Ed,qperm} = 1.0 \times M_{t,k} + 1.0 \times M_{p,k} + 0.0 \times M_{acc,h,k} = \mathbf{145.86}$ kNm.

13.3.4 Verifica armature verticali e verifica a taglio

Nota: per semplicità e sicurezza nelle verifiche delle armature del paraghiaia, verrà trascurata la compressione assiale.

Normative di riferimento per le verifiche della sezione in c.a.

D.M. 17/01/2018 – da par. 4.1.2 a par. 4.1.2.3.5.2 (di seguito indicata come NTC2018)

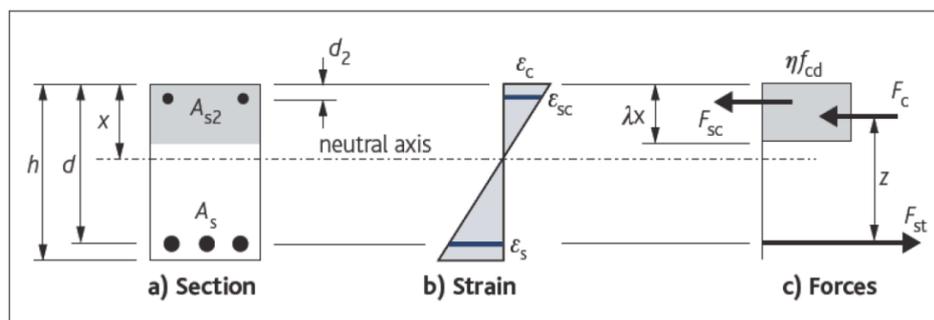
UNI EN 1992-1-1 – da p.to 3.1.6 a p.to 6.2.3 (di seguito indicata come EC2).

Nota: nelle computo delle verifiche di resistenza allo stato limite e a quelle di verifica allo stato limite di esercizio, si sono seguite le indicazioni riportate nelle NTC2018. Laddove le NTC2018 rimandano direttamente al corpo normativo degli Eurocodici Strutturali (CEN/TC 250), si sono seguite nel dettaglio le indicazioni riportate nel corpo degli Eurocodici (versione UNI EN e relativi annessi nazionali italiani).

Dati della sezione a verifica, sollecitazioni, valori limite

Forma della sezione (equivalente) a verifica:	rettangolare
Elemento strutturale a verifica:	(elemento strutturale)
Tipo di elemento a verifica:	"piastra"
Larghezza sezione:	$b = \mathbf{1000}$ mm
Altezza sezione:	$h = \mathbf{500}$ mm
Copriferro nominale (barre longit. portanti):	$c_{nom} = \mathbf{65}$ mm (in questo calcolo, non inteso delle armature più esterne)
Armatura longitudinale disposta (tesa):	$A_s = \mathbf{5\phi 20}$ (correnti) + $\mathbf{2\phi 20}$ (spezzoni)
Armatura longitudinale disposta (compressa):	$A_{s2} = \mathbf{5\phi 20}$ (correnti) + $\mathbf{0\phi 20}$ (spezzoni)
Armatura di cucitura a taglio disposta:	non necessarie
Lunghezza minima ancoraggi (compressione):	$l_{b,min} = \max(0.3 \times l_{b,rqd}, 10 \times \phi, 100 \text{ mm}) = \mathbf{21}$ cm
Lunghezza minima ancoraggi (trazione):	$l_{b,min} = \max(0.6 \times l_{b,rqd}, 10 \times \phi, 100 \text{ mm}) = \mathbf{42}$ cm

progettazione ati:



← Schema di calcolo sezione

Sollecitazione di progetto flettente (SLU/SLV):	$M_{Ed} = 298.2$ kNm
Sollecitazione di progetto a taglio (SLU/SLV)	$V_{Ed} = 132.6$ kN
Sollecitazione flettente (comb. quasi-permanente):	$M_{QP} = 145.9$ kNm
Sollecitazione flettente (comb. frequente):	$M_{FR} = 201.6$ kNm
Sollecitazione flettente (comb. rara):	$M_{RA} = 220.1$ kNm
Limite max aperture fessure per comb. QP:	$w_{k,max_QP} = 0.20$ mm (NTC2018, eq. 4.1.2.2.4)
Limite max aperture ferrure per comb. FR:	$w_{k,max_FR} = 0.30$ mm (NTC2018, eq. 4.1.2.2.4)
Resistenza a compressione cls (comb. rara):	$\sigma_{c,rara} = 0.60 \times f_{ck} = 19.20$ N/mm ² (NTC2018, eq. 4.1.15)
Resistenza a compressione cls (comb. quasi perm.):	$\sigma_{c,Qperm} = 0.45 \times f_{ck} = 14.40$ N/mm ² (NTC2018, eq. 4.1.16)
Massima tensione dell'acciaio (comb. rara):	$\sigma_{s,max} = 0.8 \times f_{yk} = 360.0$ N/mm ² (NTC2018, eq. 4.1.17).

Riassunto degli esiti delle verifiche

Di seguito, si riportano tutti gli esiti delle verifiche SLU, SLE relativi alla sezione strutturale a verifica (valori positivi minori o uguali all'unità indicano esiti positivi delle verifiche).

Più avanti, tutte le verifiche sono riportate nel dettaglio secondo le disposizioni delle NTC2018 e degli Eurocodici Strutturali (CEN/TC 250) e relativi annessi nazionali.

Verifiche SLU/SLV		Verifiche SLE (fessurazione)		Verifiche SLE (massime tensioni)		
M_{Ed} / M_{Rd}	$V_{Ed} / V_{Rd,cls}$	WQP / WQP,max	WFR / WFR,max	$\sigma_{s,RA} / \sigma_{s,max}$	$\sigma_{c,QP} / \sigma_{c,Qperm}$	$\sigma_{c,RA} / \sigma_{c,rara}$
0.859	0.605	0.633	0.583	0.737	0.358	0.405

Nota bene: Il pedice "s" sta per "acciaio" in trazione, il pedice "c" sta per calcestruzzo maggiormente compresso. Valori maggiori di uno per il rapporto $V_{Ed} / V_{Rd,cls}$ indicano che è necessario predisporre un'apposita armatura di cucitura al taglio.

Caratteristiche di resistenza del calcestruzzo – EC2 tab. 3.1 – NTC2018 cap. 11, tab. 4.1.1

Resistenza cilindrica cls:	$f_{ck} = 32$ N/mm ²
Resistenza cubica cls:	$f_{ck,cube} = 40$ N/mm ²
Classe di resistenza cls:	C32/40 (NTC2018, tab. 4.1.1)
Resistenza di calcolo a trazione (cls):	$f_{ctd} = \alpha_{ct} \times f_{ctk, 0.05} / \gamma_c = 1.41$ N/mm ² (da NTC2018, eq. 4.1.4)
Resistenz di calcolo a compressione (cls):	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 18.13$ N/mm ² (NTC2018, eq. 4.1.3)
Coefficiente per condizione di aderenza:	$\eta_1 = 0.7$ (considerata "bassa aderenza", EC2 p.to 8.4.2)
Coefficiente per diametro delle barre armatura:	$\eta_2 = 1.0$ (per diametri minori di 32 mm)
Tensione ultima di aderenza (barre nervate):	$f_{bd} = 2.25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctd} = 2.22$ N/mm ²

progettazione ati:

	(EC2 eq. 8.2, NTC2018 eqq. 4.1.6, 4.1.7)
Diametro armature longitudinali:	$\phi = 20$ mm (diametro di riferimento, assunto)
Lunghezza di ancoraggio base:	$l_{b,rqd} = (\phi / 4) \times (\sigma_{sd} / f_{bd}) = 704$ mm (EC2 eq. 8.3) $l_{b,rqd} = 80$ cm (arrotondato in eccesso)
Si ha precisamente (lunghezza ancoraggio base):	$l_{b,rqd} = 40\phi$
Lunghezza minima di ancoraggio (compressione):	$l_{b,min} = \max(0.3 \times l_{b,rqd}, 10 \times \phi, 100 \text{ mm}) = 21$ cm
Lunghezza minima di ancoraggio (trazione):	$l_{b,min} = \max(0.6 \times l_{b,rqd}, 10 \times \phi, 100 \text{ mm}) = 42$ cm
Calcolo fattori K, K' (per verifica tipo di armatura: singola o doppia)	
Momento flettente di progetto applicato:	$M_{Ed} = 298.2$ kNm
Larghezza della sezione (a verifica):	$b = b_w = 1000$ mm
Altezza effettiva della sezione:	$h = 500$ mm
Altezza utile della sezione:	$d = 425$ mm
Percentuale del momento di redistribuzione:	$m_r = 0$ %
Tasso di redistribuzione sulla sezione:	$\delta = \max(1 - m_r, 0.70) = 1.00$
Profondità asse neutro, SLU (dopo redistribuzione):	$x_u = (\delta - 0.4) \times d = 255$ mm
Massimo valore del coefficiente K:	$K_{max} = 1 / 3.53 = 0.283$
Coefficiente K (momento agente adimensionale):	$K = M_{Ed} / (b \times d^2 \times f_{ck}) = 0.052$
Coefficiente K' confronto (momento ad. max cls):	$K' = 0.598 \times \delta - 0.18 \times \delta^2 - 0.21 = 0.208$
OK - Valore di K congruente (sezione geometrica e altezza compatibili)	
K <= K' - Sono sufficienti le sole armature a trazione	
Area di armature tesa richiesta (sezione ad armatura singola)	
Tensione di snervamento acciai armature:	$f_{yk} = 450$ N/mm ²
Fattore parziale di sicurezza per l'acciaio:	$\gamma_s = 1.15$
Braccio di leva (armatura singola):	$z = \min(0.5 + 0.5 \times \sqrt{[1 - 3.53 \times K]}, 0.95) \times d = 404$ mm
Tensione di progetto acciai armature:	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391$ N/mm ²
Area armature tese richieste (armatura singola):	$A_{s1,req} = M_{Ed} / (f_{yd} \times z) = 1888$ mm ²
Armatura singola (armat. compressa):	$A_{s2,req} = 0$ mm ² "(non serve armatura compressa)"
K <= K' - Sono sufficienti le sole armature a trazione	
Minimi quantitativi di armatura tesa (EC2 p.to 7.3.2)	
Coefficiente di distribuzione delle tensioni:	$k_c = 0.4$
Coefficiente di tensione non uniforme autoequilib.:	$k = 0.65$
Valore medio della resistenza a trazione (cls):	$f_{ct,eff} = 3.0$ N/mm ²
Area del calcestruzzo in zona tesa:	$A_{ct} = b \times (h - x_u) = 245000$ mm ²
Massima tensione ammessa nelle armature tese:	$\sigma_s = 300$ N/mm ² (EC2, prospetti 7.2N, 7.3N)
Diametro max delle barre in trazione:	$\phi_s^* = 20$ mm (EC2, da prospetto 7.2N)
Altezza zona tesa prima della fessurazione:	$h_{cr} = h/2 = 250$ mm (approssimato,)
Diametro massimo modificato (barre tese):	$\phi_s = \phi_s^* \times (f_{ct,eff} / 2.9 \text{ N/mm}^2) \times k_c \times h_{cr} / (2 \times (h - d)) = 13.9$ mm (per sezione inflessa)

progettazione ati:

Area minima armature in zona tesa (EC2, eq.7.1): $A_{s,min} = k_C \times k \times f_{ct,eff} \times A_{ct} / \sigma_s = 642 \text{ mm}^2$

OK - Armatura a trazione da calcolo superiore al minimo richiesto: $A_{s1,req} \geq A_{s,min}$

Aree armature tesa e compressa richieste (calcolo/minimo norme)

Armature richieste da considerare (calcolo/norma): $A_{s1,req,eff} = \max(A_{s,min}, A_{s1,req}) = 1888 \text{ mm}^2$ (in trazione)

$A_{s2,req,eff} = 0 \text{ mm}^2$ (in compressione)

Armature effettivamente disposte in zona tesa nella sezione larga $b = b_w$ e alta h

Numero barre (base) a compressione in sezione: $n_{min,c} = 5$

Diametro barre (base) in compressione: $\phi_{min,c} = 20 \text{ mm}$

Numero barre (aggiuntive) a compressione: $n_{max,c} = 0$

Diametro barre (aggiuntive) in compressione: $\phi_{max,c} = 20 \text{ mm}$

Barre di armatura compressa disposta ($A_{s2,prov}$): **5 ϕ 20 (diffusa) + 0 ϕ 20 (spezzoni)**

Area armature (effettive) in zona compressa: $A_{s2,prov} = 1570 \text{ mm}^2$

Numero barre (base) a trazione in sezione: $n_{min} = 5$

Diametro barre (base) a trazione: $\phi_{min} = 20 \text{ mm}$

Numero barre (aggiuntive) a trazione in sezione: $n_{max} = 2$

Diametro barre (aggiuntive) a trazione: $\phi_{max} = 20 \text{ mm}$

Barre di armatura tesa disposta ($A_{s,prov}$): **5 ϕ 20 (diffusa) + 2 ϕ 20 (spezzoni)**

Area armature (effettive presenti) in zona tesa: $A_{s,prov} = 2198 \text{ mm}^2$

Momento resistente SLU/SLV: $M_{Rd} = Z \times A_{s,prov} \times f_{yd} = 347.3 \text{ kNm}$

$M_{Ed} / M_{Rd} = 0.859 \leq 1$

OK - Armatura disposta in trazione sufficiente

Area min di armatura tesa (EC2, eq. 9.1N): $A_{s,min} = \max(0.26 \times f_{ctm} / f_{yk}, 0.0013) \times b \times d = 743 \text{ mm}^2$

Area max di armatura tesa (EC2, p.to 9.2.1.1(3)): $A_{s,max} = 0.04 \times b \times h = 20000 \text{ mm}^2$

OK - Armatura tesa compresa entro i limiti: $A_{s,min} \leq A_{s,prov} \leq A_{s,max}$

Minimi quantitativi di armatura tesa per travi (NTC p.to 7.4.6.2) – se come elemento “trave”

Rapporto geometrico armatura tesa: $\rho_{a,tesa} = A_{s,prov} / (b \times h) = 0.004$

Rapporto geometrico armatura compressa: $\rho_{a,compressa} = A_{s2,prov} / (b \times h) = 0.003$

Risulta (zone dissipative): $\rho_{a,compressa} / \rho_{a,tesa} = 0.714 \geq 0.5$ (NTC2018 p.to 7.4.6.2.1)

OK - Armatura compressa entro i limiti: $\rho_{a,compressa} / \rho_{a,tesa} \geq 0.5$

Minimo rapporto geometrico ammesso: $\rho_{a,min} = 1.4 / f_{yk} = 0.003$ (NTC2018, eq. 7.4.26)

Massimo rapporto geometrico ammesso: $\rho_{a,max} = \rho_{a,compressa} + 3.5 / f_{yk} = 0.011$

OK - Armatura tesa entro i limiti: $\rho_{a,min} \leq \rho_{a,tesa} < \rho_{a,max}$

Minimi quantitativi di armatura tesa per piastre piene (NTC p.to 4.1.6.1, EC2 p.to 9.3.1 – 9.2.1.1(1) e (3))

Larghezza media della zona tesa: $b_t = b_w = 1000 \text{ mm}$

Area armatura minima (piastra): $A_{s,min,pl} = \max(0.26 \times (f_{ctm} / f_{yk}) \times b_t \times d, 0.0013 \times b_t \times d) = 743 \text{ mm}^2$

Area sezione trasversale calcestruzzo: $A_c = b_w \times h = 500000 \text{ mm}^2$

Area tesa max (fuori dalle sovrapposizioni): $A_{s,max,pl} = 0.04 \times A_c = 20000 \text{ mm}^2$

progettazione ati:

Area armature (effettive presenti) in zona tesa: $A_{s,prov} = 2198 \text{ mm}^2$

OK - Armatura tesa entro i limiti: $A_{s,min,pl} \leq A_{s,min,pl} < A_{s,max,pl}$

Verifica allo stato limite di esercizio, limitazione delle tensioni (EC2 p.to 7.2, NTC2018 p.to 4.1.2.2.5)

Sollecitazione flettente (comb. quasi-permanente): $M_{QP} = 145.9 \text{ kNm}$

Sollecitazione flettente (comb. frequente): $M_{FR} = 201.6 \text{ kNm}$

Sollecitazione flettente (comb. rara): $M_{RA} = 220.1 \text{ kNm}$

Resistenza a compressione cls (comb. rara): $\sigma_{c,rara} = 0.60 \times f_{ck} = 19.20 \text{ N/mm}^2$ (NTC2018, eq. 4.1.15)

Resistenza a compressione cls (comb. quasi perm.): $\sigma_{c,Qperm} = 0.45 \times f_{ck} = 14.40 \text{ N/mm}^2$ (NTC2018, eq. 4.1.16)

Massima tensione dell'acciaio (comb. rara): $\sigma_{s,max} = 0.8 \times f_{yk} = 360.0 \text{ N/mm}^2$ (NTC2018, eq. 4.1.17)

Altezza effettiva sezione inflessa: $h = 500 \text{ mm}$

Larghezza sezione inflessa: $b = 1000 \text{ mm}$

Distanza baricentro armature compresse da lembo estremo compresso:

$$d_2 = 75 \text{ mm}$$

Armatura superiore compressa (presente): $A_f' = A_{s2,prov} = 1570 \text{ mm}^2$

Armatura inferiore tesa (presente): $A_f = A_{s,prov} = 2198 \text{ mm}^2$

Coefficiente di omogenizzazione: $n_- = 15$

Parametro "a₁" (posizione): $a_1 = n_- \times (A_f' + A_f) / b = 57 \text{ mm}$

Parametro "e₁" (posizione): $e_1 = d_2 \times A_f' + d \times A_f = 1051900 \text{ mm}^3$

Parametro "c₁" (posizione): $c_1 = n_- \times (A_f' + A_f)^2 = 212967360 \text{ mm}^4$

Posizione asse neutro elastico (da lembo compr.): $y = a_1 \times (-1 + \sqrt{1 + 2 \times b \times e_1 / c_1}) = 130 \text{ mm}$

Tensione massima cls compresso (comb. rara):

$$\sigma_{c,RA} = M_{RA} / [(b \times y/2) \times (d - y/3) + n_- \times A_f' \times (y - d_2) \times (d - d_2)/y] = 7.79 \text{ N/mm}^2$$

Tensione massima acciai tesi (comb. rara): $\sigma_{s,RA} = n_- \times \sigma_{c,RA} \times (d - y) / y = 265.31 \text{ N/mm}^2$

Tensione massima cls compresso (comb. QP): $\sigma_{c,QP} = (M_{QP} / M_{RA}) \times \sigma_{c,RA} = 5.16 \text{ N/mm}^2$

Tensione massima cls compresso (comb. FR): $\sigma_{c,FR} = (M_{FR} / M_{RA}) \times \sigma_{c,RA} = 7.13 \text{ N/mm}^2$

Risulta, quindi:

$$\sigma_{s,RA} / \sigma_{s,max} = 0.737 \text{ " } \leq 1 \text{ "}$$

$$\sigma_{c,QP} / \sigma_{c,Qperm} = 0.358 \text{ " } \leq 1 \text{ "}$$

$$\sigma_{c,RA} / \sigma_{c,rara} = 0.405 \text{ " } \leq 1 \text{ "}$$

OK - Verifica allo stato limite di esercizio delle tensioni verificato

Verifica allo stato limite di fessurazione (EC2 p.to 7.3.4, NTC2018 p.to 4.1.2.2.4)

Max apertura fessure (comb. quasi-permanente): $w_{k,max_QP} = 0.20 \text{ mm}$ (NTC2018 p.to 4.1.2.2.4)

Max apertura fessure (comb. frequente): $w_{k,max_FR} = 0.30 \text{ mm}$ (NTC2018 p.to 4.1.2.2.4)

Larghezza della sezione: $b = 1000 \text{ mm}$

Posizione asse neutro (elastico) $x = 130 \text{ mm}$ (da lembo compresso)

Altezza effettiva dell'area di cls in trazione: $h_{c,eff} = \min(2.5 \times (h - d), (h - x)/3, h/2) = 123 \text{ mm}$ (EC2, p.to 7.3.2(3))

Area barre disposte in zona tesa: $A_{s,prov} = 2198 \text{ mm}^2$

Area barre disposte in zona compressa: $A_{s2,prov} = 1570 \text{ mm}^2$

Copriferro armature longitudinali: $c = c_{nom} = 65 \text{ mm}$

Momento in combinazione quasi-permanente: $M_{QP} = 145.9 \text{ kNm}$

progettazione ati:

Rapporto tra sollecitazione flettenti SLE/SLU:	$R_{PL_QP} = M_{QP} / M_{Ed} = \mathbf{0.49}$
Tensione di esercizio QP nelle armature tese:	$\sigma_{s_QP} = (f_{yd} \times A_{s1,req,eff} / A_{s,prov}) \times R_{PL_QP} = \mathbf{164 N/mm^2}$
Momento in combinazione rara:	$M_{FR} = \mathbf{201.6 kNm}$
Rapporto tra sollecitazione flettenti SLE/SLU:	$R_{PL_FR} = M_{FR} / M_{Ed} = \mathbf{0.68}$
Tensione di esercizio FR nelle armature tese:	$\sigma_{s_FR} = (f_{yd} \times A_{s1,req,eff} / A_{s,prov}) \times R_{PL_FR} = \mathbf{227 N/mm^2}$
Valore medio della resistenza a trazione del cls:	$f_{ct,eff} = f_{ctm} = \mathbf{3.0 N/mm^2}$ (valore di trazione efficace)
Modulo di elasticità secante del cls:	$E_{cm} = \mathbf{33346 N/mm^2}$
Modulo di elasticità acciaio:	$E_s = \mathbf{200000 N/mm^2}$
Rapporto dei moduli elastici (acciaio/cls):	$\alpha_e = E_s / E_{cm} = \mathbf{6.00}$
Diametro (equivalente) armature longitudinali tese:	$\phi_{eq} = (n_{min} \times \phi_{min}^2 + n_{max} \times \phi_{max}^2) / (n_{min} \times \phi_{min} + n_{max} \times \phi_{max}) = \mathbf{20 mm}$
Area effettiva del cls in trazione:	$A_{c,eff} = b \times h_{c,eff} = \mathbf{123367 mm^2}$
Rapporto norm. area acciaio teso (EC2, eq.7.10):	$\rho_{p,eff} = A_{s,prov} / A_{c,eff} = \mathbf{0.018}$
Fattore di durata del carico:	$k_t = \mathbf{0.6}$ (EC2, p.to 7.3.4(2))
Coefficiente aderenza armature:	$k_1 = \mathbf{0.2}$ (EC2, p.to 7.3.4(3))
Coefficiente di distribuzione deformazioni:	$k_2 = \mathbf{0.5}$ (EC2, p.to 7.3.4(3))
Coefficiente k_3 :	$k_3 = \mathbf{3.4}$ (EC2, p.to 7.3.4(3))
Coefficiente k_4 :	$k_4 = \mathbf{0.425}$ (EC2, p.to 7.3.4(3))
Spaziatura barre tese disposte:	$s_{s,tese} = b / (n_{min} + n_{max}) = \mathbf{143 mm}$
Spaziatura armatura aderente $> 5 \times (c_{nom} + \phi_{eq}/2)$?:	"no"
Max ampiezza tra le fessurazioni (EC2, eq.7.11):	$s_{r,max,1} = (k_3 \times c) + ((k_1 \times k_2 \times k_4 \times \phi_{eq}) / \rho_{p,eff}) = \mathbf{257 mm}$
Max ampiezza tra le fessurazioni (EC2, eq.7.14):	$s_{r,max,2} = 1.3 \times (h - x) = \mathbf{481 mm}$
Per l'ampiezza delle fessurazioni si prende valore:	$s_{r,max} = \mathbf{257 mm}$
Ampiezza caratteristica fessurazioni, in combinazione quasi-permanente (EC2, eq.7.8):	
$W_{k_QP} = s_{r,max} \times \max[(\sigma_{s_QP} - ((k_t \times f_{ct,eff} / \rho_{p,eff}) \times (1 + (\alpha_e \times \rho_{p,eff})))) / E_s, 0.6 \times \sigma_{s_QP} / E_s]$	
	$W_{k_QP} = \mathbf{0.13 mm}$
Risulta, per combinazione quasi-permanente:	$W_{k_QP} \leq W_{k,max_QP}$
<i>Verifica allo stato limite di fessurazione per comb. quasi-permanente, OK</i>	
Ampiezza caratteristica fessurazioni, in combinazione frequente (EC2, eq.7.8):	
$W_{k_FR} = s_{r,max} \times \max[(\sigma_{s_FR} - ((k_t \times f_{ct,eff} / \rho_{p,eff}) \times (1 + (\alpha_e \times \rho_{p,eff})))) / E_s, 0.6 \times \sigma_{s_FR} / E_s]$	
	$W_{k_FR} = \mathbf{0.17 mm}$
Risulta, per combinazione frequente:	$W_k \leq W_{k,max_FR}$
<i>Verifica allo stato limite di fessurazione per comb. frequente, OK</i>	
Resistenza sezione al taglio in assenza di apposite armature di cucitura (EC2 p.to 6.2.2, NTC2018 p.to 4.1.2.3.5.1)	
Minima larghezza della sezione a taglio:	$b_w = \mathbf{1000 mm}$
Altezza effettiva della sezione (a flessione):	$h = \mathbf{500 mm}$
Altezza utile della sezione a taglio:	$d = \mathbf{425 mm}$
Resistenza caratteristica del cls:	$f_{ck} = \mathbf{32 N/mm^2}$
Coefficiente parziale di sicurezza cls:	$\gamma_c = \mathbf{1.50}$ (NTC2018, eq. 4.1.3)
Coefficiente di applicazione dei carichi:	$\alpha_{cc} = \mathbf{0.85}$ (NTC2018, eq. 4.1.3)

progettazione ati:

Resistenza di progetto a compressione:	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = \mathbf{18.1 \text{ N/mm}^2}$ (EC2 eq.3.15, NTC2018)
Area dell'armatura longitudinale tesa che si estende di almeno $l_{bd} + d$ oltre la sezione considerata per la verifica a taglio:	$A_{sl} = A_{s,prov} = \mathbf{2198 \text{ mm}^2}$
Valore del taglio di progetto (SLU/SLV)	$V_{Ed} = \mathbf{132.6 \text{ kN}}$
Braccio di leva a flessione:	$z = \mathbf{404 \text{ mm}}$
Tensione di taglio di progetto (SLU/SLV):	$v_{Ed} = V_{Ed} / (z \times b_w) = \mathbf{0.3 \text{ N/mm}^2}$
Tasso geometrico armature longitudinali a trazione:	$\rho_l = \min(A_{sl} / (b_w \times d), 0.02) = \mathbf{0.005}$
Tensione nel conglomerato:	$C_{Rd,c} = 0.18 \text{ N/mm}^2 / \gamma_c = \mathbf{0.120 \text{ N/mm}^2}$ $k = \min(1 + (200 \text{ mm} / d)^{0.5}, 2) = \mathbf{1.686}$ (NTC2018, p.to 4.1.2.3.5.1)
Resistenza ultima a taglio (EC2 eq.6.2.a):	$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2)^{1/3} \times b_w \times d = \mathbf{219.1 \text{ kN}}$
Tensione minima di taglio:	$v_{min} = 0.035 \text{ N/mm}^2 \times k^{1.5} \times (f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2)^{0.5} = \mathbf{0.4 \text{ N/mm}^2}$
Forza assiale nella sezione, per effetto delle precompressione:	$N_{Ed} = \mathbf{0 \text{ kN}}$
Area della sezione trasversale in cls:	$A_C = b_w \times h = \mathbf{500000 \text{ mm}^2}$
Tensione sulla sezione per azione assiale:	$\sigma_{cp} = \min(N_{Ed} / A_C, 0.2 \times f_{cd}) = \mathbf{0.0 \text{ N/mm}^2}$ $k_1 = 0.15$ (NTC2018, eq. 4.1.23)
Resistenza a taglio minima (EC2 eq.6.2.b):	$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = \mathbf{184.2 \text{ kN}}$
Per la sezione in oggetto risulta quindi:	$V_{Rd} = \max(V_{Rd,c}, V_{Rd,c,min}) = \mathbf{219 \text{ kN}}$ (NTC2018, eq. 4.1.23) $V_{Ed} / V_{Rd} = \mathbf{0.605} <= 1$

OK - Non necessarie apposite armature di cucitura a taglio

13.4 Verifica elementi muri di risvolto

13.4.1 Modello di calcolo adottato

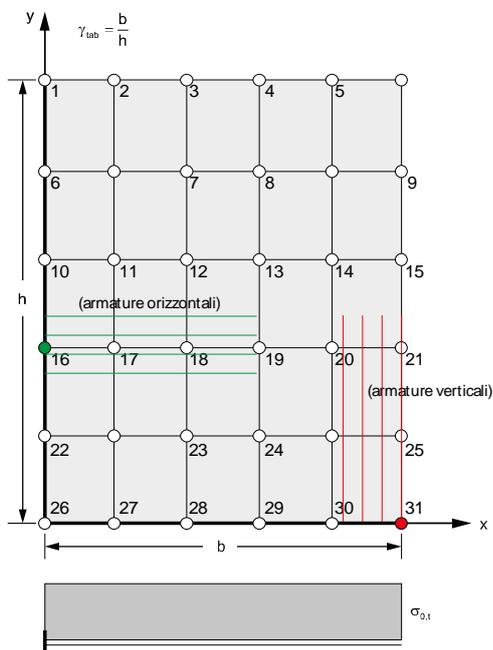
I muri di risvolto sono schematizzati come piastre rettangolari libere sui due lati e vincolate lungo gli altri due alla fondazione e al muro frontale. Generalmente, la rigidità della fondazione è maggiore di quella dei muri di risvolto che quindi sono stati considerati incastrati alla base. Per la spinta statica del terrapieno su parti strutturali di contenimento fondate su pali, si accetta l'ipotesi di spinta "a riposo", con distribuzione triangolare con risultante orizzontale $\sigma_{0,t} = \gamma \lambda_0 h$, con $\lambda_0 = 1 - \sin \varphi$. Qui, in questo caso, si assume $\varphi = 35^\circ$.

L'ipotesi di spinta orizzontale è a favore di stabilità in quanto in realtà la risultante delle pressioni del terreno è inclinata verso il basso e quindi ha una componente verticale stabilizzante (compressione) che viene trascurata.

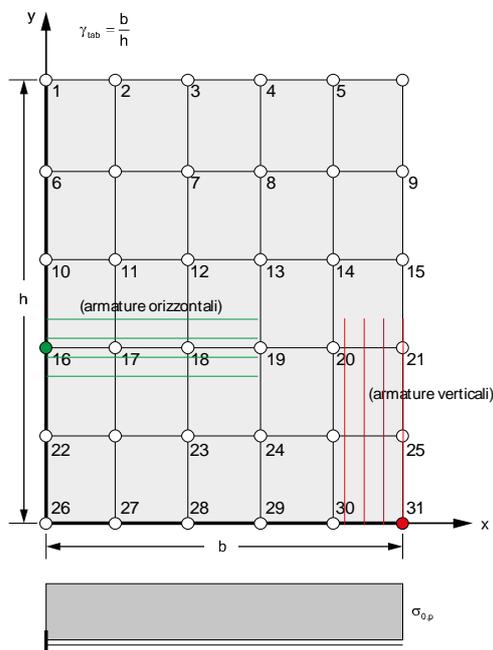
13.4.2 Dati geometrici e di carico

Peso specifico terreni:	$\gamma = \mathbf{18.00 \text{ kN/m}^3}$
Angolo di attrito dei terreni:	$\varphi = \mathbf{35^\circ}$
Coefficiente di spinta "a riposo":	$\lambda_a = 1 - \sin(\varphi) = \mathbf{0.43}$
Sovraccarico in superficie (caratteristico):	$Q_k = \mathbf{20.0 \text{ kN/m}^2}$
Altezza muri di risvolto (dir. y-y):	$h = \mathbf{8.42 \text{ m}}$
Larghezza muro di risvolto (dir. x-x):	$b = \mathbf{8.60 \text{ m}}$
Spessore muro di risvolto:	$s = \mathbf{100 \text{ cm}}$

progettazione ati:



Tab. 1.97
(rielaborata)



Tab. 1.41
(rielaborata)

Valore del coefficiente sismico orizzontale:	$k_h = 0.317$ (NTC2018, eqq. 7.11.3, 7.11.5)
Valore dell'incremento sismico (formula di Wood):	$\sigma_{W,SLV} = k_h \times h \times \gamma = 48.04 \text{ kN/m}^2$
Pressione del sovraccarico sul terrapieno:	$\sigma_{0,p} = \lambda_a \times Q_k = 8.53 \text{ kN/m}^2$
Risultante sovraccarico sul terrapieno (per m lin.):	$R_{kp} = \sigma_{0,p} \times h = 71.81 \text{ kN/m}$ (valore caratteristico orizzontale)
Pressione terreni allo spiccato del muro di risvolto:	$\sigma_{0,t} = \gamma \times \lambda_a \times h = 64.63 \text{ kN/m}^2$
Risultante terreni sul terrapieno (per m lin.):	$R_{kt} = \sigma_{0,t} \times h/2 = 272.09 \text{ kN/m}$ (valore caratteristico orizzontale)

NOTA: per il calcolo delle sollecitazioni sull'elemento piastra "muro di risvolto" - considerato incastrato su due lati consecutivi e libero sugli altri due - si sono utilizzate le tabelle di Richards Bares. In particolare, non sono state eseguite interpolazioni lineari sui valori tabellati, ma si sono assunti i valori riportati in tabella che danno il maggior cemento nei punti più significativi delle sezioni dei muri di risvolto. Momento x-x per armature ferri orizzontali (interni/esterni), momento y-y per armature ferri verticali (interni/esterni).

13.4.3 Formulazione per il calcolo delle sollecitazioni taglianti e flettenti

Rapporto dimensioni muro di risvolto: $\gamma_{tab} = b/h = 1.02$

Coefficienti tab. 1.97 (Richard Bares)

Coefficiente momento infl. x-x (carico triangolare): $\alpha_{x16} = -0.0368$

Coefficiente momento infl. y-y (carico triangolare): $\alpha_{y31} = -0.1157$

Coefficiente taglio x-x (carico triangolare): $r_{x16} = 0.2289$

Coefficiente taglio y-y (carico triangolare): $r_{y31} = 0.5586$

progettazione ati:

Coefficienti tab. 1.41 (Richard Bares)

Coefficiente momento infl. x-x (carico costante):	$\beta_{x16} = -0.1033$
Coefficiente momento infl. y-y (carico costante):	$\beta_{y31} = -0.2949$
Coefficiente taglio x-x (carico costante):	$s_{x16} = 0.3699$
Coefficiente taglio y-y (carico costante):	$s_{y31} = 1.1828$

Carichi e sollecitazioni per combinazione SLV

Massima pressione allo spiccatto (triangolare):	$q_{SLV,t} = 1.0 \times \sigma_{0,t} = 64.63 \text{ kN/m}^2$
Massima pressione allo spiccatto (costante):	$q_{SLV,c} = 1.0 \times \sigma_{W,SLV} = 48.04 \text{ kN/m}^2$
Sollecitazione flettente inflessione piano x-x:	$M_{Ed,SLV,x} = (\alpha_{x16} \times q_{SLV,t} + \beta_{x16} \times q_{SLV,c}) \times b^2 = -542.97 \text{ kNm/m}$
Sollecitazione flettente inflessione piano y-y:	$M_{Ed,SLV,y} = (\alpha_{y31} \times q_{SLV,t} + \beta_{y31} \times q_{SLV,c}) \times h^2 = -1534.61 \text{ kNm/m}$
Sollecitazione di taglio su sez. x-x:	$V_{Ed,SLV,x} = (r_{y31} \times q_{SLV,t} + s_{y31} \times q_{SLV,c}) \times h = 782.46 \text{ kN/m}$
Sollecitazione di taglio su sez. y-y:	$V_{Ed,SLV,y} = (r_{x16} \times q_{SLV,t} + s_{x16} \times q_{SLV,c}) \times b = 280.06 \text{ kN/m}$

Carichi e sollecitazioni per combinazione SLU

Massima pressione allo spiccatto (triangolare):	$q_{SLU,t} = 1.3 \times \sigma_{0,t} = 84.02 \text{ kN/m}^2$
Massima pressione allo spiccatto (costante):	$q_{SLU,c} = 1.5 \times \sigma_{0,p} = 12.79 \text{ kN/m}^2$
Sollecitazione flettente inflessione piano x-x:	$M_{Ed,SLU,x} = (\alpha_{x16} \times q_{SLU,t} + \beta_{x16} \times q_{SLU,c}) \times b^2 = -326.41 \text{ kNm/m}$
Sollecitazione flettente inflessione piano y-y:	$M_{Ed,SLU,y} = (\alpha_{y31} \times q_{SLU,t} + \beta_{y31} \times q_{SLU,c}) \times h^2 = -956.63 \text{ kNm/m}$
Sollecitazione di taglio su sez. x-x:	$V_{Ed,SLU,x} = (r_{y31} \times q_{SLU,t} + s_{y31} \times q_{SLU,c}) \times h = 522.57 \text{ kN/m}$
Sollecitazione di taglio su sez. y-y:	$V_{Ed,SLU,y} = (r_{x16} \times q_{SLU,t} + s_{x16} \times q_{SLU,c}) \times b = 206.09 \text{ kN/m}$

Carichi e sollecitazioni per combinazione SLE-rara

Massima pressione allo spiccatto (triangolare):	$q_{SLE,r,t} = 1.0 \times \sigma_{0,t} = 64.63 \text{ kN/m}^2$
Massima pressione allo spiccatto (costante):	$q_{SLE,r,c} = 1.0 \times \sigma_{0,p} = 8.53 \text{ kN/m}^2$
Sollecitazione flettente inflessione piano x-x:	$M_{Ed,SLE,r,x} = (\alpha_{x16} \times q_{SLE,r,t} + \beta_{x16} \times q_{SLE,r,c}) \times b^2 = -241.06 \text{ kNm/m}$
Sollecitazione flettente inflessione piano y-y:	$M_{Ed,SLE,r,y} = (\alpha_{y31} \times q_{SLE,r,t} + \beta_{y31} \times q_{SLE,r,c}) \times h^2 = -708.44 \text{ kNm/m}$

Carichi e sollecitazioni per combinazione SLE-frequente

Massima pressione allo spiccatto (triangolare):	$q_{SLE,f,t} = 1.0 \times \sigma_{0,t} = 64.63 \text{ kN/m}^2$
Massima pressione allo spiccatto (costante):	$q_{SLE,f,c} = 0.75 \times \sigma_{0,p} = 6.40 \text{ kN/m}^2$
Sollecitazione flettente inflessione piano x-x:	$M_{Ed,SLE,f,x} = (\alpha_{x16} \times q_{SLE,f,t} + \beta_{x16} \times q_{SLE,f,c}) \times b^2 = -224.77 \text{ kNm/m}$
Sollecitazione flettente inflessione piano y-y:	$M_{Ed,SLE,f,y} = (\alpha_{y31} \times q_{SLE,f,t} + \beta_{y31} \times q_{SLE,f,c}) \times h^2 = -663.86 \text{ kNm/m}$

Carichi e sollecitazioni per combinazione per SLE-quasi permanente

Massima pressione allo spiccatto (triangolare):	$q_{SLE,qp,t} = 1.0 \times \sigma_{0,t} = 64.63 \text{ kN/m}^2$
Massima pressione allo spiccatto (costante):	$q_{SLE,qp,c} = 0.0 \times \sigma_{0,p} = 0.00 \text{ kN/m}^2$
Sollecitazione flettente inflessione piano x-x:	$M_{Ed,SLE,qp,x} = (\alpha_{x16} \times q_{SLE,qp,t} + \beta_{x16} \times q_{SLE,qp,c}) \times b^2 = -175.90 \text{ kNm/m}$

progettazione ati:

Sollecitazione flettente inflessione piano y-y: $M_{Ed,SLE_qp,y} = (\alpha_{y31} \times Q_{SLE_qp,t} + \beta_{y31} \times Q_{SLE_qp,c}) \times h^2 = -530.13 \text{ kNm/m}$

13.4.4 Sollecitazioni di calcolo per le verifiche di resistenza

SINTESI SOLLECITAZIONI DI PROGETTO SLU/SLV/SLE (in valore assoluto e per $b_w = 1 \text{ m}$ di larghezza di muro)

SLU/SLV per armature portanti orizzontali: $M_{Ed,x} = \max(\text{abs}(M_{Ed,SLV,x}), \text{abs}(M_{Ed,SLU,x})) = 542.97 \text{ kNm}$

SLE-rara (armature orizzontali): $M_{Ed,SLE_r,x} = 241.06 \text{ kNm}$

SLE-frequente (armature orizzontali): $M_{Ed,SLE_f,x} = 224.77 \text{ kNm}$

SLE-quasi permanente (armature orizzontali): $M_{Ed,SLE_qp,x} = 175.90 \text{ kNm}$

SLU/SLV per armature portanti verticali: $M_{Ed,y} = \max(\text{abs}(M_{Ed,SLV,y}), \text{abs}(M_{Ed,SLU,y})) = 1534.61 \text{ kNm}$

SLE-rara (armature verticali): $M_{Ed,SLE_r,y} = 708.44 \text{ kNm}$

SLE-frequente (armature verticali): $M_{Ed,SLE_f,y} = 663.86 \text{ kNm}$

SLE-quasi permanente (armature verticali): $M_{Ed,SLE_qp,y} = 530.13 \text{ kNm}$

SLU/SLV per verifica cls a taglio (no armatura): $V_{Ed} = \max(V_{Ed,SLV,x}, V_{Ed,SLU,x}, V_{Ed,SLV,y}, V_{Ed,SLU,y}) = 782.46 \text{ kN}$

13.4.5 Verifiche strutturali armature a flessione e a taglio

Verifica armature verticali (max incidenza nei nodi 30 e 31)

Normative di riferimento per le verifiche della sezione in c.a.

D.M. 17/01/2018 – da par. 4.1.2 a par. 4.1.2.3.5.2 (di seguito indicata come NTC2018)

UNI EN 1992-1-1 – da p.to 3.1.6 a p.to 6.2.3 (di seguito indicata come EC2).

Nota: nelle computo delle verifiche di resistenza allo stato limite e a quelle di verifica allo stato limite di esercizio, si sono seguite le indicazioni riportate nelle NTC2018. Laddove le NTC2018 rimandano direttamente al corpo normativo degli Eurocodici Strutturali (CEN/TC 250), si sono seguite nel dettaglio le indicazioni riportate nel corpo degli Eurocodici (versione UNI EN e relativi annessi nazionali italiani).

Dati della sezione a verifica, sollecitazioni, valori limite

Forma della sezione (equivalente) a verifica: rettangolare

Elemento strutturale a verifica: **(elemento strutturale)**

Tipo di elemento a verifica: **"piastra"**

Larghezza sezione: $b = 1000 \text{ mm}$

Altezza sezione: $h = 1000 \text{ mm}$

Copriferro nominale (barre longit. portanti): $c_{nom} = 69 \text{ mm}$ (in questo calcolo, non inteso delle armature più esterne)

Armatura longitudinale disposta (tesa): $A_s = 5\phi 24$ (correnti) + $6\phi 24$ (spezzoni)

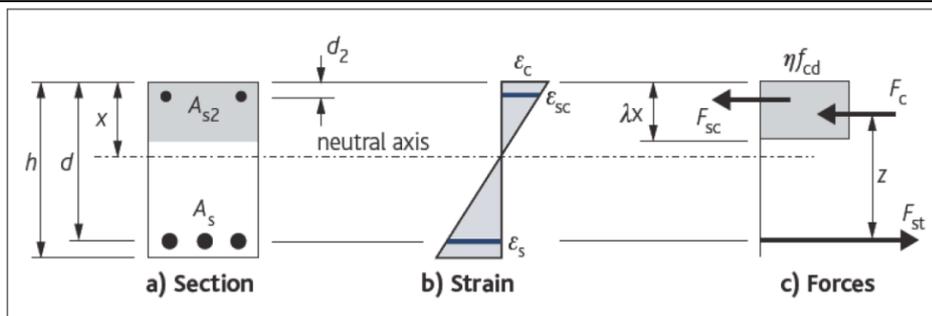
Armatura longitudinale disposta (compressa): $A_{s2} = 5\phi 24$ (correnti) + $0\phi 24$ (spezzoni)

Armatura di cucitura a taglio disposta: almeno $A_{sw} = 1006 \text{ mm}^2/\text{m}$

Lunghezza minima ancoraggi (compressione): $l_{b,min} = \max(0.3 \times l_{b,rqd}, 10 \times \phi, 100 \text{ mm}) = 25 \text{ cm}$

Lunghezza minima ancoraggi (trazione): $l_{b,min} = \max(0.6 \times l_{b,rqd}, 10 \times \phi, 100 \text{ mm}) = 51 \text{ cm}$

progettazione ati:



← Schema di calcolo sezione

Sollecitazione di progetto flettente (SLU/SLV):	$M_{Ed} = 1534.6$ kNm
Sollecitazione di progetto a taglio (SLU/SLV)	$V_{Ed} = 782.5$ kN
Sollecitazione flettente (comb. quasi-permanente):	$M_{QP} = 530.1$ kNm
Sollecitazione flettente (comb. frequente):	$M_{FR} = 663.9$ kNm
Sollecitazione flettente (comb. rara):	$M_{RA} = 708.4$ kNm
Limite max aperture fessure per comb. QP:	$w_{k,max_QP} = 0.20$ mm (NTC2018, eq. 4.1.2.2.4)
Limite max aperture ferrure per comb. FR:	$w_{k,max_FR} = 0.30$ mm (NTC2018, eq. 4.1.2.2.4)
Resistenza a compressione cls (comb. rara):	$\sigma_{c,rara} = 0.60 \times f_{ck} = 19.20$ N/mm ² (NTC2018, eq. 4.1.15)
Resistenza a compressione cls (comb. quasi perm.):	$\sigma_{c,Qperm} = 0.45 \times f_{ck} = 14.40$ N/mm ² (NTC2018, eq. 4.1.16)
Massima tensione dell'acciaio (comb. rara):	$\sigma_{s,max} = 0.8 \times f_{yk} = 360.0$ N/mm ² (NTC2018, eq. 4.1.17).

Riassunto degli esiti delle verifiche

Di seguito, si riportano tutti gli esiti delle verifiche SLU, SLE relativi alla sezione strutturale a verifica (valori positivi minori o uguali all'unità indicano esiti positivi delle verifiche).

Più avanti, tutte le verifiche sono riportate nel dettaglio secondo le disposizioni delle NTC2018 e degli Eurocodici Strutturali (CEN/TC 250) e relativi annessi nazionali.

Verifiche SLU/SLV		Verifiche SLE (fessurazione)		Verifiche SLE (massime tensioni)		
M_{Ed} / M_{Rd}	$V_{Ed} / V_{Rd,cls}$	$W_{QP} / W_{QP,max}$	$W_{FR} / W_{FR,max}$	$\sigma_{s,RA} / \sigma_{s,max}$	$\sigma_{c,QP} / \sigma_{c,Qperm}$	$\sigma_{c,RA} / \sigma_{c,rara}$
0.954	2.421	0.488	0.408	0.479	0.268	0.268

Nota bene: Il pedice "s" sta per "acciaio" in trazione, il pedice "c" sta per calcestruzzo maggiormente compresso. Valori maggiori di uno per il rapporto $V_{Ed} / V_{Rd,cls}$ indicano che è necessario predisporre un'apposita armatura di cucitura al taglio.

Caratteristiche di resistenza del calcestruzzo – EC2 tab. 3.1 – NTC2018 cap. 11, tab. 4.1.1

Resistenza cilindrica cls:	$f_{ck} = 32$ N/mm ²
Resistenza cubica cls:	$f_{ck,cube} = 40$ N/mm ²
Classe di resistenza cls:	C32/40 (NTC2018, tab. 4.1.1)
Resistenza di calcolo a trazione (cls):	$f_{ctd} = \alpha_{ct} \times f_{ctk,0.05} / \gamma_c = 1.41$ N/mm ² (da NTC2018, eq. 4.1.4)
Resistenz di calcolo a compressione (cls):	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 18.13$ N/mm ² (NTC2018, eq. 4.1.3)
Coefficiente per condizione di aderenza:	$\eta_1 = 0.7$ (considerata "bassa aderenza", EC2 p.to 8.4.2)
Coefficiente per diametro delle barre armatura:	$\eta_2 = 1.0$ (per diametri minori di 32 mm)
Tensione ultima di aderenza (barre nervate):	$f_{bd} = 2.25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctd} = 2.22$ N/mm ²

progettazione ati:

	(EC2 eq. 8.2, NTC2018 eqq. 4.1.6, 4.1.7)
Diametro armature longitudinali:	$\phi = 24$ mm (diametro di riferimento, assunto)
Lunghezza di ancoraggio base:	$l_{b,rqd} = (\phi / 4) \times (\sigma_{sd} / f_{bd}) = 844$ mm (EC2 eq. 8.3) $l_{b,rqd} = 90$ cm (arrotondato in eccesso)
Si ha precisamente (lunghezza ancoraggio base):	$l_{b,rqd} = 38\phi$
Lunghezza minima di ancoraggio (compressione):	$l_{b,min} = \max(0.3 \times l_{b,rqd}, 10 \times \phi, 100 \text{ mm}) = 25$ cm
Lunghezza minima di ancoraggio (trazione):	$l_{b,min} = \max(0.6 \times l_{b,rqd}, 10 \times \phi, 100 \text{ mm}) = 51$ cm
Calcolo fattori K, K' (per verifica tipo di armatura: singola o doppia)	
Momento flettente di progetto applicato:	$M_{Ed} = 1534.6$ kNm
Larghezza della sezione (a verifica):	$b = b_w = 1000$ mm
Altezza effettiva della sezione:	$h = 1000$ mm
Altezza utile della sezione:	$d = 919$ mm
Percentuale del momento di redistribuzione:	$m_r = 0$ %
Tasso di redistribuzione sulla sezione:	$\delta = \max(1 - m_r, 0.70) = 1.00$
Profondità asse neutro, SLU (dopo redistribuzione):	$x_u = (\delta - 0.4) \times d = 551$ mm
Massimo valore del coefficiente K:	$K_{max} = 1 / 3.53 = 0.283$
Coefficiente K (momento agente adimensionale):	$K = M_{Ed} / (b \times d^2 \times f_{ck}) = 0.057$
Coefficiente K' confronto (momento ad. max cls):	$K' = 0.598 \times \delta - 0.18 \times \delta^2 - 0.21 = 0.208$
OK - Valore di K congruente (sezione geometrica e altezza compatibili)	
K <= K' - Sono sufficienti le sole armature a trazione	
Area di armature tesa richiesta (sezione ad armatura singola)	
Tensione di snervamento acciai armature:	$f_{yk} = 450$ N/mm ²
Fattore parziale di sicurezza per l'acciaio:	$\gamma_s = 1.15$
Braccio di leva (armatura singola):	$z = \min(0.5 + 0.5 \times \sqrt{[1 - 3.53 \times K]}, 0.95) \times d = 870$ mm
Tensione di progetto acciai armature:	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391$ N/mm ²
Area armature tese richieste (armatura singola):	$A_{s1,req} = M_{Ed} / (f_{yd} \times z) = 4506$ mm ²
Armatura singola (armat. compressa):	$A_{s2,req} = 0$ mm ² "(non serve armatura compressa)"
K <= K' - Sono sufficienti le sole armature a trazione	
Minimi quantitativi di armatura tesa (EC2 p.to 7.3.2)	
Coefficiente di distribuzione delle tensioni:	$k_c = 0.4$
Coefficiente di tensione non uniforme autoequilib.:	$k = 0.65$
Valore medio della resistenza a trazione (cls):	$f_{ct,eff} = 3.0$ N/mm ²
Area del calcestruzzo in zona tesa:	$A_{ct} = b \times (h - x_u) = 448600$ mm ²
Massima tensione ammessa nelle armature tese:	$\sigma_s = 300$ N/mm ² (EC2, prospetti 7.2N, 7.3N)
Diametro max delle barre in trazione:	$\phi_s^* = 24$ mm (EC2, da prospetto 7.2N)
Altezza zona tesa prima della fessurazione:	$h_{cr} = h/2 = 500$ mm (approssimato,)
Diametro massimo modificato (barre tese):	$\phi_s = \phi_s^* \times (f_{ct,eff} / 2.9 \text{ N/mm}^2) \times k_c \times h_{cr} / (2 \times (h - d)) = 30.9$ mm (per sezione inflessa)

progettazione ati:

Area minima armature in zona tesa (EC2, eq.7.1): $A_{s,min} = k_c \times k \times f_{ct,eff} \times A_{ct} / \sigma_s = 1176 \text{ mm}^2$

OK - Armatura a trazione da calcolo superiore al minimo richiesto: $A_{s1,req} \geq A_{s,min}$

Aree armature tesa e compressa richieste (calcolo/minimo norme)

Armature richieste da considerare (calcolo/norma): $A_{s1,req,eff} = \max(A_{s,min}, A_{s1,req}) = 4506 \text{ mm}^2$ (in trazione)

$A_{s2,req,eff} = 0 \text{ mm}^2$ (in compressione)

Armature effettivamente disposte in zona tesa nella sezione larga $b = b_w$ e alta h

Numero barre (base) a compressione in sezione: $n_{min,c} = 5$

Diametro barre (base) in compressione: $\phi_{min,c} = 24 \text{ mm}$

Numero barre (aggiuntive) a compressione: $n_{max,c} = 0$

Diametro barre (aggiuntive) in compressione: $\phi_{max,c} = 24 \text{ mm}$

Barre di armatura compressa disposta ($A_{s2,prov}$): **5 ϕ 24 (diffusa) + 0 ϕ 24 (spezzoni)**

Area armature (effettive) in zona compressa: $A_{s2,prov} = 2260 \text{ mm}^2$

Numero barre (base) a trazione in sezione: $n_{min} = 5$

Diametro barre (base) a trazione: $\phi_{min} = 24 \text{ mm}$

Numero barre (aggiuntive) a trazione in sezione: $n_{max} = 6$

Diametro barre (aggiuntive) a trazione: $\phi_{max} = 24 \text{ mm}$

Barre di armatura tesa disposta ($A_{s,prov}$): **5 ϕ 24 (diffusa) + 6 ϕ 24 (spezzoni)**

Area armature (effettive presenti) in zona tesa: $A_{s,prov} = 4972 \text{ mm}^2$

Momento resistente SLU/SLV: $M_{Rd} = 0.9 \times d \times A_{s,prov} \times f_{yd} = 1609.2 \text{ kNm}$

$M_{Ed} / M_{Rd} = 0.954 \leq 1$

OK - Armatura disposta in trazione sufficiente

Area min di armatura tesa (EC2, eq. 9.1N): $A_{s,min} = \max(0.26 \times f_{ctm} / f_{yk}, 0.0013) \times b \times d = 1606 \text{ mm}^2$

Area max di armatura tesa (EC2, p.to 9.2.1.1(3)): $A_{s,max} = 0.04 \times b \times h = 40000 \text{ mm}^2$

OK - Armatura tesa compresa entro i limiti: $A_{s,min} \leq A_{s,prov} \leq A_{s,max}$

Minimi quantitativi di armatura tesa per piastre piene (NTC p.to 4.1.6.1, EC2 p.to 9.3.1 – 9.2.1.1(1) e (3))

Larghezza media della zona tesa: $b_t = b_w = 1000 \text{ mm}$

Area armatura minima (piastra): $A_{s,min,pl} = \max(0.26 \times (f_{ctm} / f_{yk}) \times b_t \times d, 0.0013 \times b_t \times d) = 1606 \text{ mm}^2$

Area sezione trasversale calcestruzzo: $A_c = b_w \times h = 100000 \text{ mm}^2$

Area tesa max (fuori dalle sovrapposizioni): $A_{s,max,pl} = 0.04 \times A_c = 40000 \text{ mm}^2$

Area armature (effettive presenti) in zona tesa: $A_{s,prov} = 4972 \text{ mm}^2$

OK - Armatura tesa entro i limiti: $A_{s,min,pl} \leq A_{s,prov} \leq A_{s,max,pl}$

Verifica allo stato limite di esercizio, limitazione delle tensioni (EC2 p.to 7.2, NTC2018 p.to 4.1.2.2.5)

Sollecitazione flettente (comb. quasi-permanente): $M_{QP} = 530.1 \text{ kNm}$

Sollecitazione flettente (comb. frequente): $M_{FR} = 663.9 \text{ kNm}$

Sollecitazione flettente (comb. rara): $M_{RA} = 708.4 \text{ kNm}$

Resistenza a compressione cls (comb. rara): $\sigma_{c,rara} = 0.60 \times f_{ck} = 19.20 \text{ N/mm}^2$ (NTC2018, eq. 4.1.15)

Resistenza a compressione cls (comb. quasi perm.): $\sigma_{c,Qperm} = 0.45 \times f_{ck} = 14.40 \text{ N/mm}^2$ (NTC2018, eq. 4.1.16)

progettazione ati:

Massima tensione dell'acciaio (comb. rara):	$\sigma_{s,max} = 0.8 \times f_{yk} = \mathbf{360.0 \text{ N/mm}^2}$ (NTC2018, eq. 4.1.17)
Altezza effettiva sezione inflessa:	$h = \mathbf{1000 \text{ mm}}$
Larghezza sezione inflessa:	$b = \mathbf{1000 \text{ mm}}$
Distanza baricentro armature compresse da lembo estremo compresso:	$d_2 = \mathbf{81 \text{ mm}}$
Armatura superiore compressa (presente):	$A_f' = A_{s2,prov} = \mathbf{2260 \text{ mm}^2}$
Armatura inferiore tesa (presente):	$A_f = A_{s,prov} = \mathbf{4972 \text{ mm}^2}$
Coefficiente di omogenizzazione:	$n_- = \mathbf{15}$
Parametro "a ₁ " (posizione):	$a_1 = n_- \times (A_f' + A_f) / b = \mathbf{108 \text{ mm}}$
Parametro "e ₁ " (posizione):	$e_1 = d_2 \times A_f' + d \times A_f = \mathbf{4752328 \text{ mm}^3}$
Parametro "c ₁ " (posizione):	$c_1 = n_- \times (A_f' + A_f)^2 = \mathbf{784527360 \text{ mm}^4}$
Posizione asse neutro elastico (da lembo compr.):	$y = a_1 \times (-1 + \sqrt{1 + 2 \times b \times e_1 / c_1}) = \mathbf{284 \text{ mm}}$
Tensione massima cls compresso (comb. rara):	$\sigma_{c,RA} = M_{RA} / [(b \times y/2) \times (d - y/3) + n_- \times A_f' \times (y - d_2) \times (d - d_2)/y] = \mathbf{5.15 \text{ N/mm}^2}$
Tensione massima acciai tesi (comb. rara):	$\sigma_{s,RA} = n_- \times \sigma_{c,RA} \times (d - y) / y = \mathbf{172.46 \text{ N/mm}^2}$
Tensione massima cls compresso (comb. QP):	$\sigma_{c,QP} = (M_{QP} / M_{RA}) \times \sigma_{c,RA} = \mathbf{3.86 \text{ N/mm}^2}$
Tensione massima cls compresso (comb. FR):	$\sigma_{c,FR} = (M_{FR} / M_{RA}) \times \sigma_{c,RA} = \mathbf{4.83 \text{ N/mm}^2}$
Risulta, quindi:	$\sigma_{s,RA} / \sigma_{s,max} = \mathbf{0.479} \text{ " } \leq \mathbf{1} \text{ "}$
	$\sigma_{c,QP} / \sigma_{c,Qperm} = \mathbf{0.268} \text{ " } \leq \mathbf{1} \text{ "}$
	$\sigma_{c,RA} / \sigma_{c,rara} = \mathbf{0.268} \text{ " } \leq \mathbf{1} \text{ "}$

OK - Verifica allo stato limite di esercizio delle tensioni verificato

Verifica allo stato limite di fessurazione (EC2 p.to 7.3.4, NTC2018 p.to 4.1.2.2.4)

Max apertura fessure (comb. quasi-permanente):	$w_{k,max_QP} = \mathbf{0.20 \text{ mm}}$ (NTC2018 p.to 4.1.2.2.4)
Max apertura fessure (comb. frequente):	$w_{k,max_FR} = \mathbf{0.30 \text{ mm}}$ (NTC2018 p.to 4.1.2.2.4)
Larghezza della sezione:	$b = \mathbf{1000 \text{ mm}}$
Posizione asse neutro (elastico)	$x = \mathbf{284 \text{ mm}}$ (da lembo compresso)
Altezza effettiva dell'area di cls in trazione:	$h_{c,eff} = \min(2.5 \times (h - d), (h - x)/3, h/2) = \mathbf{202 \text{ mm}}$ (EC2, p.to 7.3.2(3))
Area barre disposte in zona tesa:	$A_{s,prov} = \mathbf{4972 \text{ mm}^2}$
Area barre disposte in zona compressa:	$A_{s2,prov} = \mathbf{2260 \text{ mm}^2}$
Copriferro armature longitudinali:	$c = c_{nom} = \mathbf{69 \text{ mm}}$
Momento in combinazione quasi-permanente:	$M_{QP} = \mathbf{530.1 \text{ kNm}}$
Rapporto tra sollecitazione flettenti SLE/SLU:	$R_{PL_QP} = M_{QP} / M_{Ed} = \mathbf{0.35}$
Tensione di esercizio QP nelle armature tese:	$\sigma_{s_QP} = (f_{yd} \times A_{s1,req,eff} / A_{s,prov}) \times R_{PL_QP} = \mathbf{123 \text{ N/mm}^2}$
Momento in combinazione rara:	$M_{FR} = \mathbf{663.9 \text{ kNm}}$
Rapporto tra sollecitazione flettenti SLE/SLU:	$R_{PL_FR} = M_{FR} / M_{Ed} = \mathbf{0.43}$
Tensione di esercizio FR nelle armature tese:	$\sigma_{s_FR} = (f_{yd} \times A_{s1,req,eff} / A_{s,prov}) \times R_{PL_FR} = \mathbf{153 \text{ N/mm}^2}$
Valore medio della resistenza a trazione del cls:	$f_{ct,eff} = f_{ctm} = \mathbf{3.0 \text{ N/mm}^2}$ (valore di trazione efficace)
Modulo di elasticità secante del cls:	$E_{cm} = \mathbf{33346 \text{ N/mm}^2}$
Modulo di elasticità acciaio:	$E_s = \mathbf{200000 \text{ N/mm}^2}$

progettazione ati:

Rapporto dei moduli elastici (acciaio/cls):	$\alpha_e = E_s / E_{cm} = 6.00$
Diametro (equivalente) armature longitudinali tese:	$\phi_{eq} = (n_{min} \times \phi_{min}^2 + n_{max} \times \phi_{max}^2) / (n_{min} \times \phi_{min} + n_{max} \times \phi_{max}) = 24 \text{ mm}$
Area effettiva del cls in trazione:	$A_{c,eff} = b \times h_{c,eff} = 202500 \text{ mm}^2$
Rapporto norm. area acciaio teso (EC2, eq.7.10):	$\rho_{p,eff} = A_{s,prov} / A_{c,eff} = 0.025$
Fattore di durata del carico:	$k_t = 0.6$ (EC2, p.to 7.3.4(2))
Coefficiente aderenza armature:	$k_1 = 0.2$ (EC2, p.to 7.3.4(3))
Coefficiente di distribuzione deformazioni:	$k_2 = 0.5$ (EC2, p.to 7.3.4(3))
Coefficiente k_3 :	$k_3 = 3.4$ (EC2, p.to 7.3.4(3))
Coefficiente k_4 :	$k_4 = 0.425$ (EC2, p.to 7.3.4(3))
Spaziatura barre tese disposte:	$s_{s,tese} = b / (n_{min} + n_{max}) = 91 \text{ mm}$
Spaziatura armatura aderente $> 5 \times (C_{nom} + \phi_{eq}/2)$?:	"no"
Max ampiezza tra le fessurazioni (EC2, eq.7.11):	$s_{r,max,1} = (k_3 \times c) + ((k_1 \times k_2 \times k_4 \times \phi_{eq}) / \rho_{p,eff}) = 266 \text{ mm}$
Max ampiezza tra le fessurazioni (EC2, eq.7.14):	$s_{r,max,2} = 1.3 \times (h - x) = 930 \text{ mm}$
Per l'ampiezza delle fessurazioni si prende valore:	$s_{r,max} = 266 \text{ mm}$
Ampiezza caratteristica fessurazioni, in combinazione quasi-permanente (EC2, eq.7.8):	
$W_{k_QP} = s_{r,max} \times \max[(\sigma_{s_QP} - ((k_t \times f_{ct,eff} / \rho_{p,eff}) \times (1 + (\alpha_e \times \rho_{p,eff})))) / E_s, 0.6 \times \sigma_{s_QP} / E_s]$	
	$W_{k_QP} = 0.10 \text{ mm}$
Risulta, per combinazione quasi-permanente:	$W_{k_QP} \leq W_{k,max_QP}$
Verifica allo stato limite di fessurazione per comb. quasi-permanente, OK	
Ampiezza caratteristica fessurazioni, in combinazione frequente (EC2, eq.7.8):	
$W_{k_FR} = s_{r,max} \times \max[(\sigma_{s_FR} - ((k_t \times f_{ct,eff} / \rho_{p,eff}) \times (1 + (\alpha_e \times \rho_{p,eff})))) / E_s, 0.6 \times \sigma_{s_FR} / E_s]$	
	$W_{k_FR} = 0.12 \text{ mm}$
Risulta, per combinazione frequente:	$W_k \leq W_{k,max_FR}$
Verifica allo stato limite di fessurazione per comb. frequente, OK	
Resistenza sezione al taglio in assenza di apposite armature di cucitura (EC2 p.to 6.2.2, NTC2018 p.to 4.1.2.3.5.1)	
Minima larghezza della sezione a taglio:	$b_w = 1000 \text{ mm}$
Altezza effettiva della sezione (a flessione):	$h = 1000 \text{ mm}$
Altezza utile della sezione a taglio:	$d = 919 \text{ mm}$
Resistenza caratteristica del cls:	$f_{ck} = 32 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente parziale di sicurezza cls:	$\gamma_c = 1.50$ (NTC2018, eq. 4.1.3)
Coefficiente di applicazione dei carichi:	$\alpha_{cc} = 0.85$ (NTC2018, eq. 4.1.3)
Resistenza di progetto a compressione:	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 18.1 \text{ N/mm}^2$ (EC2 eq.3.15, NTC2018)
Area dell'armatura longitudinale tesa che si estende di almeno $l_{bd} + d$ oltre la sezione considerata per la verifica a taglio:	
	$A_{sl} = 2260 \text{ mm}^2$
Valore del taglio di progetto (SLU/SLV)	$V_{Ed} = 782.5 \text{ kN}$
Braccio di leva a flessione:	$z = 870 \text{ mm}$
Tensione di taglio di progetto (SLU/SLV):	$V_{Ed} = V_{Ed} / (z \times b_w) = 0.9 \text{ N/mm}^2$
Tasso geometrico armature longitudinali a trazione:	$\rho_l = \min(A_{sl} / (b_w \times d), 0.02) = 0.002$
Tensione nel conglomerato:	$C_{Rd,c} = 0.18 \text{ N/mm}^2 / \gamma_c = 0.120 \text{ N/mm}^2$

progettazione ati:

	$k = \min(1 + (200 \text{ mm} / d)^{0.5}, 2) = \mathbf{1.467}$ (NTC2018, p.to 4.1.2.3.5.1)
Resistenza ultima a taglio (EC2 eq.6.2.a):	$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2)^{(1/3)} \times b_w \times d = \mathbf{321.7 \text{ kN}}$
Tensione minima di taglio:	$v_{\min} = 0.035 \text{ N/mm}^2 \times k^{1.5} \times (f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2)^{0.5} = \mathbf{0.4 \text{ N/mm}^2}$
Forza assiale nella sezione, per effetto delle precompressione:	$N_{Ed} = \mathbf{0 \text{ kN}}$
Area della sezione trasversale in cls:	$A_C = b_w \times h = \mathbf{1000000 \text{ mm}^2}$
Tensione sulla sezione per azione assiale:	$\sigma_{cp} = \min(N_{Ed} / A_C, 0.2 \times f_{cd}) = \mathbf{0.0 \text{ N/mm}^2}$
	$k_1 = 0.15$ (NTC2018, eq. 4.1.23)
Resistenza a taglio minima (EC2 eq.6.2.b):	$V_{Rd,c,\min} = (v_{\min} + k_1 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = \mathbf{323.1 \text{ kN}}$
Per la sezione in oggetto risulta quindi:	$V_{Rd} = \max(V_{Rd,c}, V_{Rd,c,\min}) = \mathbf{323 \text{ kN}}$ (NTC2018, eq. 4.1.23)
	$V_{Ed} / V_{Rd} = \mathbf{2.421} > \mathbf{1}$

Necessarie apposite armature di cucitura a taglio

Area dell'armatura di cucitura al taglio da prevedere (EC2 p.to 6.2.3(4), NTC2018 p.to 4.1.2.3.5.2)

Tensione di snervamento delle armature a taglio:	$f_{ywk} = \mathbf{450 \text{ N/mm}^2}$
Fattore parziale di sicurezza acciaio:	$\gamma_s = \mathbf{1.15}$ (NTC2018 p.to 4.1.2.1.1.3)
Tensione di progetto degli acciai a taglio:	$f_{ywd} = f_{ywk} / \gamma_s = \mathbf{391.3 \text{ N/mm}^2}$ (NTC2018 eq. 4.1.5)
Angolo di inclinazione della armature a taglio rispetto all'asse longitudinale dell'elemento a verifica:	$\alpha = \mathbf{90.0 \text{ deg}}$
Fattore di riduzione (EC2 p.to 6.2.3(3), NTC2018):	$v_1 = 0.6 \times (1 - (f_{ck} / 250 \text{ N/mm}^2)) = \mathbf{0.5}$
Coefficiente d'interazione assiale:	$\alpha_{cw} = \mathbf{1.00}$ (EC2 p.to 6.2.3(3))
Inclinazione della biella convezionale compressa:	$\theta = \max(0.5 \times A \sin(2 \times v_{Ed} / (\alpha_{cw} \times f_{cd} \times v_1)), 21.8 \text{ deg}) = \mathbf{21.8 \text{ deg}}$
Area dell'armatura a taglio richiesta (EC2 eq. 6.13):	$A_{sw,\text{req}} = v_{Ed} \times b_w / (f_{ywd} \times (\cot(\theta) + \cot(\alpha)) \times \sin(\alpha)) = \mathbf{919 \text{ mm}^2/\text{m}}$

Area minima e aree di cucitura da disporre a taglio (EC2 eqq. 9.4-9.5N)

$$A_{sw,\min} = 0.08 \text{ N/mm}^2 \times (f_{ck}/1 \text{ N/mm}^2)^{0.5} / f_{ywk} \times b_w \times \sin(\alpha) = \mathbf{1006 \text{ mm}^2/\text{m}}$$

Area dell'armatura a taglio (min) da disporre:	$A_{sw} = \max(A_{sw,\text{req}}, A_{sw,\min}) = \mathbf{1006 \text{ mm}^2/\text{m}}$
Max passo longitudinale insiem di staffe:	$s_{l,\text{max}_p} = 0.75 \times d \times (1 + \cot(\alpha)) = \mathbf{689 \text{ mm}}$ (EC2, eq. 9.9 – piastre)
Max passo longitudinale ferri piegati:	$s_{l,\text{max}_p} = d = \mathbf{919 \text{ mm}}$ (EC2, eq. 9.10 – piastre)
Max distanza trasversale armature taglio:	$s_{t,\text{max}_p} = 1.5 \times d = \mathbf{1379 \text{ mm}}$ (EC2, p.to 9.3.2(5) – piastre).

Verifica armature orizzontali (max incidenza nei nodi 16 e 17)

Normative di riferimento per le verifiche della sezione in c.a.

D.M. 17/01/2018 – da par. 4.1.2 a par. 4.1.2.3.5.2 (di seguito indicata come NTC2018)

UNI EN 1992-1-1 – da p.to 3.1.6 a p.to 6.2.3 (di seguito indicata come EC2).

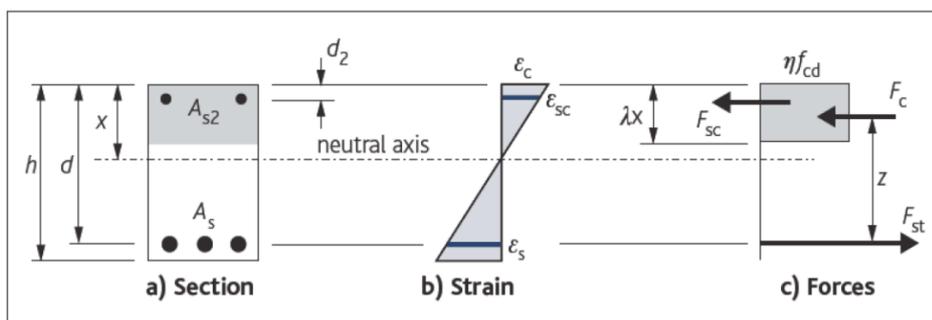
Nota: nelle computo delle verifiche di resistenza allo stato limite e a quelle di verifica allo stato limite di esercizio, si sono seguite le indicazioni riportate nelle NTC2018. Laddove le NTC2018 rimandano direttamente al corpo normativo degli

progettazione ati:

Eurocodici Strutturali (CEN/TC 250), si sono seguite nel dettaglio le indicazioni riportate nel corpo degli Eurocodici (versione UNI EN e relativi annessi nazionali italiani).

Dati della sezione a verifica, sollecitazioni, valori limite

Forma della sezione (equivalente) a verifica:	rettangolare
Elemento strutturale a verifica:	(elemento strutturale)
Tipo di elemento a verifica:	"piastra"
Larghezza sezione:	$b = 1000$ mm
Altezza sezione:	$h = 1000$ mm
Copriferro nominale (barre longit. portanti):	$c_{nom} = 45$ mm (in questo calcolo, non inteso delle armature più esterne)
Armatura longitudinale disposta (tesa):	$A_s = 5\phi 22$ (correnti) + $0\phi 22$ (spezzoni)
Armatura longitudinale disposta (compressa):	$A_{s2} = 5\phi 22$ (correnti) + $0\phi 22$ (spezzoni)
Armatura di cucitura a taglio disposta:	almeno $A_{sw} = 1006$ mm ² /m (si veda calcolo precedente)
Lunghezza minima ancoraggi (compressione):	$l_{b,min} = \max(0.3 \times l_{b,rqd}, 10 \times \phi, 100 \text{ mm}) = 23$ cm
Lunghezza minima ancoraggi (trazione):	$l_{b,min} = \max(0.6 \times l_{b,rqd}, 10 \times \phi, 100 \text{ mm}) = 46$ cm



← Schema di calcolo sezione

Sollecitazione di progetto flettente (SLU/SLV):	$M_{Ed} = 543.0$ kNm
Sollecitazione di progetto a taglio (SLU/SLV)	$V_{Ed} = 782.5$ kN
Sollecitazione flettente (comb. quasi-permanente):	$M_{QP} = 175.9$ kNm
Sollecitazione flettente (comb. frequente):	$M_{FR} = 224.8$ kNm
Sollecitazione flettente (comb. rara):	$M_{RA} = 241.1$ kNm
Limite max aperture fessure per comb. QP:	$w_{k,max_QP} = 0.20$ mm (NTC2018, eq. 4.1.2.2.4)
Limite max aperture fessure per comb. FR:	$w_{k,max_FR} = 0.30$ mm (NTC2018, eq. 4.1.2.2.4)
Resistenza a compressione cls (comb. rara):	$\sigma_{c,rara} = 0.60 \times f_{ck} = 19.20$ N/mm ² (NTC2018, eq. 4.1.15)
Resistenza a compressione cls (comb. quasi perm.):	$\sigma_{c,Qperm} = 0.45 \times f_{ck} = 14.40$ N/mm ² (NTC2018, eq. 4.1.16)
Massima tensione dell'acciaio (comb. rara):	$\sigma_{s,max} = 0.8 \times f_{yk} = 360.0$ N/mm ² (NTC2018, eq. 4.1.17).

Riassunto degli esiti delle verifiche

Di seguito, si riportano tutti gli esiti delle verifiche SLU, SLE relativi alla sezione strutturale a verifica (valori positivi minori o uguali all'unità indicano esiti positivi delle verifiche).

Più avanti, tutte le verifiche sono riportate nel dettaglio secondo le disposizioni delle NTC2018 e degli Eurocodici Strutturali (CEN/TC 250) e relativi annessi nazionali.

progettazione ati:

Verifiche SLU/SLV		Verifiche SLE (fessurazione)		Verifiche SLE (massime tensioni)		
M_{Ed} / M_{Rd}	$V_{Ed} / V_{Rd,cls}$	$WQP / WQP,max$	$WFR / WFR,max$	$\sigma_{s,RA} / \sigma_{s,max}$	$\sigma_{c,QP} / \sigma_{c,Qperm}$	$\sigma_{c,RA} / \sigma_{c,rara}$
0.883	2.421	0.362	0.309	0.411	0.126	0.130

Nota bene: Il pedice “s” sta per “acciaio” in trazione, il pedice “c” sta per calcestruzzo maggiormente compresso. Valori maggiori di uno per il rapporto $V_{Ed} / V_{Rd,cls}$ indicano che è necessario predisporre un’apposita armatura di cucitura al taglio.

Caratteristiche di resistenza del calcestruzzo – EC2 tab. 3.1 – NTC2018 cap. 11, tab. 4.1.I

Resistenza cilindrica cls:	$f_{ck} = 32 \text{ N/mm}^2$
Resistenza cubica cls:	$f_{ck,cube} = 40 \text{ N/mm}^2$
Classe di resistenza cls:	C32/40 (NTC2018, tab. 4.1.I)
Resistenza di calcolo a trazione (cls):	$f_{ctd} = \alpha_{ct} \times f_{ctk, 0.05} / \gamma_c = 1.41 \text{ N/mm}^2$ (da NTC2018, eq. 4.1.4)
Resistenz di calcolo a compressione (cls):	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 18.13 \text{ N/mm}^2$ (NTC2018, eq. 4.1.3)
Coefficiente per condizione di aderenza:	$\eta_1 = 0.7$ (considerata “bassa aderenza”, EC2 p.to 8.4.2)
Coefficiente per diametro delle barre armatura:	$\eta_2 = 1.0$ (per diametri minori di 32 mm)
Tensione ultima di aderenza (barre nervate):	$f_{bd} = 2.25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctd} = 2.22 \text{ N/mm}^2$ (EC2 eq. 8.2, NTC2018 eqq. 4.1.6, 4.1.7)
Diametro armature longitudinali:	$\phi = 22 \text{ mm}$ (diametro di riferimento, assunto)
Lunghezza di ancoraggio base:	$l_{b,rqd} = (\phi / 4) \times (\sigma_{sd} / f_{bd}) = 774 \text{ mm}$ (EC2 eq. 8.3) $l_{b,rqd} = 80 \text{ cm}$ (arrotondato in eccesso)
Si ha precisamente (lunghezza ancoraggio base):	$l_{b,rqd} = 37\phi$
Lunghezza minima di ancoraggio (compressione):	$l_{b,min} = \max(0.3 \times l_{b,rqd}, 10 \times \phi, 100 \text{ mm}) = 23 \text{ cm}$
Lunghezza minima di ancoraggio (trazione):	$l_{b,min} = \max(0.6 \times l_{b,rqd}, 10 \times \phi, 100 \text{ mm}) = 46 \text{ cm}$

Calcolo fattori K, K' (per verifica tipo di armatura: singola o doppia)

Momento flettente di progetto applicato:	$M_{Ed} = 543.0 \text{ kNm}$
Larghezza della sezione (a verifica):	$b = b_w = 1000 \text{ mm}$
Altezza effettiva della sezione:	$h = 1000 \text{ mm}$
Altezza utile della sezione:	$d = 919 \text{ mm}$
Percentuale del momento di redistribuzione:	$m_r = 0 \%$
Tasso di redistribuzione sulla sezione:	$\delta = \max(1 - m_r, 0.70) = 1.00$
Profondità asse neutro, SLU (dopo redistribuzione):	$x_u = (\delta - 0.4) \times d = 551 \text{ mm}$
Massimo valore del coefficiente K:	$K_{max} = 1 / 3.53 = 0.283$
Coefficiente K (momento agente adimensionale):	$K = M_{Ed} / (b \times d^2 \times f_{ck}) = 0.020$
Coefficiente K' confronto (momento ad. max cls):	$K' = 0.598 \times \delta - 0.18 \times \delta^2 - 0.21 = 0.208$

OK - Valore di K congruente (sezione geometrica e altezza compatibili)

K <= K' - Sono sufficienti le sole armature a trazione

Area di armature tesa richiesta (sezione ad armatura singola)

Tensione di snervamento acciai armature:	$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
Fattore parziale di sicurezza per l'acciaio:	$\gamma_s = 1.15$
Braccio di leva (armatura singola):	$z = \min(0.5 + 0.5 \times \sqrt{1 - 3.53 \times K}, 0.95) \times d = 873 \text{ mm}$

progettazione ati:

Tensione di progetto acciai armature: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391 \text{ N/mm}^2$
 Area armature tese richieste (armatura singola): $A_{s1,req} = M_{Ed} / (f_{yd} \times z) = 1589 \text{ mm}^2$
 Armatura singola (armat. compressa): $A_{s2,req} = 0 \text{ mm}^2$ **"(non serve armatura compressa)"**

$K \leq K'$ - Sono sufficienti le sole armature a trazione

Minimi quantitativi di armatura tesa (EC2 p.to 7.3.2)

Coefficiente di distribuzione delle tensioni: $k_c = 0.4$
 Coefficiente di tensione non uniforme autoequilib.: $k = 0.65$
 Valore medio della resistenza a trazione (cls): $f_{ct,eff} = 3.0 \text{ N/mm}^2$
 Area del calcestruzzo in zona tesa: $A_{ct} = b \times (h - x_u) = 448600 \text{ mm}^2$
 Massima tensione ammessa nelle armature tese: $\sigma_s = 300 \text{ N/mm}^2$ (EC2, prospetti 7.2N, 7.3N)
 Diametro max delle barre in trazione: $\phi_s^* = 22 \text{ mm}$ (EC2, da prospetto 7.2N)
 Altezza zona tesa prima della fessurazione: $h_{cr} = h/2 = 500 \text{ mm}$ (approssimato,)
 Diametro massimo modificato (barre tese): $\phi_s = \phi_s^* \times (f_{ct,eff} / 2.9 \text{ N/mm}^2) \times k_c \times h_{cr} / (2 \times (h - d)) = 28.3 \text{ mm}$
 (per sezione inflessa)
 Area minima armature in zona tesa (EC2, eq.7.1): $A_{s,min} = k_c \times k \times f_{ct,eff} \times A_{ct} / \sigma_s = 1176 \text{ mm}^2$

OK - Armatura a trazione da calcolo superiore al minimo richiesto: $A_{s1,req} \geq A_{s,min}$

Arete armature tesa e compressa richieste (calcolo/minimo norme)

Armature richieste da considerare (calcolo/norma): $A_{s1,req,eff} = \max(A_{s,min}, A_{s1,req}) = 1589 \text{ mm}^2$ (in trazione)
 $A_{s2,req,eff} = 0 \text{ mm}^2$ (in compressione)

Armature effettivamente disposte in zona tesa nella sezione larga $b = b_w$ e alta h

Numero barre (base) a compressione in sezione: $n_{min,c} = 5$
 Diametro barre (base) in compressione: $\phi_{min,c} = 22 \text{ mm}$
 Numero barre (aggiuntive) a compressione: $n_{max,c} = 0$
 Diametro barre (aggiuntive) in compressione: $\phi_{max,c} = 22 \text{ mm}$
 Barre di armatura compressa disposta ($A_{s2,prov}$): **5 ϕ 22 (diffusa) + 0 ϕ 22 (spezzoni)**
 Area armature (effettive) in zona compressa: $A_{s2,prov} = 1900 \text{ mm}^2$
 Numero barre (base) a trazione in sezione: $n_{min} = 5$
 Diametro barre (base) a trazione: $\phi_{min} = 22 \text{ mm}$
 Numero barre (aggiuntive) a trazione in sezione: $n_{max} = 0$
 Diametro barre (aggiuntive) a trazione: $\phi_{max} = 22 \text{ mm}$
 Barre di armatura tesa disposta ($A_{s,prov}$): **5 ϕ 22 (diffusa) + 0 ϕ 22 (spezzoni)**
 Area armature (effettive presenti) in zona tesa: $A_{s,prov} = 1900 \text{ mm}^2$
 Momento resistente SLU/SLV: $M_{Rd} = 0.9 \times d \times A_{s,prov} \times f_{yd} = 614.9 \text{ kNm}$
 $M_{Ed} / M_{Rd} = 0.883 \leq 1$

OK - Armatura disposta in trazione sufficiente

Area min di armatura tesa (EC2, eq. 9.1N): $A_{s,min} = \max(0.26 \times f_{ctm} / f_{yk}, 0.0013) \times b \times d = 1606 \text{ mm}^2$

Area max di armatura tesa (EC2, p.to 9.2.1.1(3)): $A_{s,max} = 0.04 \times b \times h = 40000 \text{ mm}^2$

progettazione ati:

OK - Armatura tesa compresa entro i limiti: $A_{s,min} \leq A_{s,prov} \leq A_{s,max}$

Minimi quantitativi di armatura tesa per piastre piene (NTC p.to 4.1.6.1, EC2 p.to 9.3.1 – 9.2.1.1(1) e (3))

Larghezza media della zona tesa: $b_t = b_w = 1000$ mm
 Area armatura minima (piastra): $A_{s,min,pl} = \max(0.26 \times (f_{ctm} / f_{yk}) \times b_t \times d, 0.0013 \times b_t \times d) = 1606$ mm²
 Area sezione trasversale calcestruzzo: $A_c = b_w \times h = 1000000$ mm²
 Area tesa max (fuori dalle sovrapposizioni): $A_{s,max,pl} = 0.04 \times A_c = 40000$ mm²
 Area armature (effettive presenti) in zona tesa: $A_{s,prov} = 1900$ mm²

OK - Armatura tesa entro i limiti: $A_{s,min,pl} \leq A_{s,min,pl} < A_{s,max,pl}$

Verifica allo stato limite di esercizio, limitazione delle tensioni (EC2 p.to 7.2, NTC2018 p.to 4.1.2.2.5)

Sollecitazione flettente (comb. quasi-permanente): $M_{QP} = 175.9$ kNm
 Sollecitazione flettente (comb. frequente): $M_{FR} = 224.8$ kNm
 Sollecitazione flettente (comb. rara): $M_{RA} = 241.1$ kNm
 Resistenza a compressione cls (comb. rara): $\sigma_{c,rara} = 0.60 \times f_{ck} = 19.20$ N/mm² (NTC2018, eq. 4.1.15)
 Resistenza a compressione cls (comb. quasi perm.): $\sigma_{c,Qperm} = 0.45 \times f_{ck} = 14.40$ N/mm² (NTC2018, eq. 4.1.16)
 Massima tensione dell'acciaio (comb. rara): $\sigma_{s,max} = 0.8 \times f_{yk} = 360.0$ N/mm² (NTC2018, eq. 4.1.17)
 Altezza effettiva sezione inflessa: $h = 1000$ mm
 Altezza utile sezione inflessa: $d = 919$ mm
 Larghezza sezione inflessa: $b = 1000$ mm
 Distanza baricentro armature compresse da lembo estremo compresso:
 $d_2 = 56$ mm
 Armatura superiore compressa (presente): $A_f' = A_{s2,prov} = 1900$ mm²
 Armatura inferiore tesa (presente): $A_f = A_{s,prov} = 1900$ mm²
 Coefficiente di omogeneizzazione: $n_- = 15$
 Parametro "a₁" (posizione): $a_1 = n_- \times (A_f' + A_f) / b = 57$ mm
 Parametro "e₁" (posizione): $e_1 = d_2 \times A_f' + d \times A_f = 1852500$ mm³
 Parametro "c₁" (posizione): $c_1 = n_- \times (A_f' + A_f)^2 = 216600000$ mm⁴
 Posizione asse neutro elastico (da lembo compr.): $y = a_1 \times (-1 + \sqrt{1 + 2 \times b \times e_1 / c_1}) = 186$ mm
 Tensione massima cls compresso (comb. rara):
 $\sigma_{c,RA} = M_{RA} / [(b \times y/2) \times (d - y/3) + n_- \times A_f' \times (y - d_2) \times (d - d_2)/y] = 2.49$ N/mm²
 Tensione massima acciai tesi (comb. rara): $\sigma_{s,RA} = n_- \times \sigma_{c,RA} \times (d - y) / y = 147.84$ N/mm²
 Tensione massima cls compresso (comb. QP): $\sigma_{c,QP} = (M_{QP} / M_{RA}) \times \sigma_{c,RA} = 1.82$ N/mm²
 Tensione massima cls compresso (comb. FR): $\sigma_{c,FR} = (M_{FR} / M_{RA}) \times \sigma_{c,RA} = 2.32$ N/mm²
 Risulta, quindi:
 $\sigma_{s,RA} / \sigma_{s,max} = 0.411$ " ≤ 1 "
 $\sigma_{c,QP} / \sigma_{c,Qperm} = 0.126$ " ≤ 1 "
 $\sigma_{c,RA} / \sigma_{c,rara} = 0.130$ " ≤ 1 "

OK - Verifica allo stato limite di esercizio delle tensioni verificato

Verifica allo stato limite di fessurazione (EC2 p.to 7.3.4, NTC2018 p.to 4.1.2.2.4)

Max apertura fessure (comb. quasi-permanente): $w_{k,max_QP} = 0.20$ mm (NTC2018 p.to 4.1.2.2.4)

progettazione ati:

Max apertura fessure (comb. frequente):	$W_{k,max_FR} = 0.30$ mm (NTC2018 p.to 4.1.2.2.4)
Larghezza della sezione:	$b = 1000$ mm
Posizione asse neutro (elastico)	$x = 186$ mm (da lembo compresso)
Altezza effettiva dell'area di cls in trazione:	$h_{c,eff} = \min(2.5 \times (h - d), (h - x)/3, h/2) = 202$ mm (EC2, p.to 7.3.2(3))
Area barre disposte in zona tesa:	$A_{s,prov} = 1900$ mm ²
Area barre disposte in zona compressa:	$A_{s2,prov} = 1900$ mm ²
Copriferro armature longitudinali:	$c = c_{nom} = 45$ mm
Momento in combinazione quasi-permanente:	$M_{QP} = 175.9$ kNm
Rapporto tra sollecitazione flettenti SLE/SLU:	$R_{PL_QP} = M_{QP} / M_{Ed} = 0.32$
Tensione di esercizio QP nelle armature tese:	$\sigma_{s_QP} = (f_{yd} \times A_{s1,req,eff} / A_{s,prov}) \times R_{PL_QP} = 106$ N/mm ²
Momento in combinazione rara:	$M_{FR} = 224.8$ kNm
Rapporto tra sollecitazione flettenti SLE/SLU:	$R_{PL_FR} = M_{FR} / M_{Ed} = 0.41$
Tensione di esercizio FR nelle armature tese:	$\sigma_{s_FR} = (f_{yd} \times A_{s1,req,eff} / A_{s,prov}) \times R_{PL_FR} = 136$ N/mm ²
Valore medio della resistenza a trazione del cls:	$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 3.0$ N/mm ² (valore di trazione efficace)
Modulo di elasticità secante del cls:	$E_{cm} = 33346$ N/mm ²
Modulo di elasticità acciaio:	$E_s = 200000$ N/mm ²
Rapporto dei moduli elastici (acciaio/cls):	$\alpha_e = E_s / E_{cm} = 6.00$
Diametro (equivalente) armature longitudinali tese:	$\phi_{eq} = (\eta_{min} \times \phi_{min}^2 + \eta_{max} \times \phi_{max}^2) / (\eta_{min} \times \phi_{min} + \eta_{max} \times \phi_{max}) = 22$ mm
Area effettiva del cls in trazione:	$A_{c,eff} = b \times h_{c,eff} = 202500$ mm ²
Rapporto norm. area acciaio teso (EC2, eq.7.10):	$\rho_{p,eff} = A_{s,prov} / A_{c,eff} = 0.009$
Fattore di durata del carico:	$k_t = 0.6$ (EC2, p.to 7.3.4(2))
Coefficiente aderenza armature:	$k_1 = 0.2$ (EC2, p.to 7.3.4(3))
Coefficiente di distribuzione deformazioni:	$k_2 = 0.5$ (EC2, p.to 7.3.4(3))
Coefficiente k_3 :	$k_3 = 3.4$ (EC2, p.to 7.3.4(3))
Coefficiente k_4 :	$k_4 = 0.425$ (EC2, p.to 7.3.4(3))
Spaziatura barre tese disposte:	$s_{s,tese} = b / (\eta_{min} + \eta_{max}) = 200$ mm
Spaziatura armatura aderente $> 5 \times (c_{nom} + \phi_{eq}/2)$?:	"no"
Max ampiezza tra le fessurazioni (EC2, eq.7.11):	$s_{r,max,1} = (k_3 \times c) + ((k_1 \times k_2 \times k_4 \times \phi_{eq}) / \rho_{p,eff}) = 228$ mm
Max ampiezza tra le fessurazioni (EC2, eq.7.14):	$s_{r,max,2} = 1.3 \times (h - x) = 1059$ mm
Per l'ampiezza delle fessurazioni si prende valore:	$s_{r,max} = 228$ mm
Ampiezza caratteristica fessurazioni, in combinazione quasi-permanente (EC2, eq.7.8):	
$W_{k_QP} = s_{r,max} \times \max[(\sigma_{s_QP} - ((k_t \times f_{ct,eff} / \rho_{p,eff}) \times (1 + (\alpha_e \times \rho_{p,eff})))) / E_s, 0.6 \times \sigma_{s_QP} / E_s]$	
	$W_{k_QP} = 0.07$ mm
Risulta, per combinazione quasi-permanente:	$W_{k_QP} \leq W_{k,max_QP}$
Verifica allo stato limite di fessurazione per comb. quasi-permanente, OK	
Ampiezza caratteristica fessurazioni, in combinazione frequente (EC2, eq.7.8):	
$W_{k_FR} = s_{r,max} \times \max[(\sigma_{s_FR} - ((k_t \times f_{ct,eff} / \rho_{p,eff}) \times (1 + (\alpha_e \times \rho_{p,eff})))) / E_s, 0.6 \times \sigma_{s_FR} / E_s]$	
	$W_{k_FR} = 0.09$ mm
Risulta, per combinazione frequente:	$W_k \leq W_{k,max_FR}$

progettazione ati:

Verifica allo stato limite di fessurazione per comb. frequente, OK

Resistenza sezione al taglio in assenza di apposite armature di cucitura (EC2 p.to 6.2.2, NTC2018 p.to 4.1.2.3.5.1)

Minima larghezza della sezione a taglio:	$b_w = 1000$ mm
Altezza effettiva della sezione (a flessione):	$h = 1000$ mm
Altezza utile della sezione a taglio:	$d = 919$ mm
Resistenza caratteristica del cls:	$f_{ck} = 32$ N/mm ²
Coefficiente parziale di sicurezza cls:	$\gamma_c = 1.50$ (NTC2018, eq. 4.1.3)
Coefficiente di applicazione dei carichi:	$\alpha_{cc} = 0.85$ (NTC2018, eq. 4.1.3)
Resistenza di progetto a compressione:	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 18.1$ N/mm ² (EC2 eq.3.15, NTC2018)
Area dell'armatura longitudinale tesa che si estende di almeno $l_{bd} + d$ oltre la sezione considerata per la verifica a taglio:	$A_{sl} = A_{s,prov} = 1900$ mm ²
Valore del taglio di progetto (SLU/SLV)	$V_{Ed} = 782.5$ kN
Braccio di leva a flessione:	$z = 873$ mm
Tensione di taglio di progetto (SLU/SLV):	$v_{Ed} = V_{Ed} / (z \times b_w) = 0.9$ N/mm ²
Tasso geometrico armature longitudinali a trazione:	$\rho_l = \min(A_{sl} / (b_w \times d), 0.02) = 0.002$
Tensione nel conglomerato:	$C_{Rd,c} = 0.18$ N/mm ² / $\gamma_c = 0.120$ N/mm ² $k = \min(1 + (200 \text{ mm} / d)^{0.5}, 2) = 1.467$ (NTC2018, p.to 4.1.2.3.5.1)
Resistenza ultima a taglio (EC2 eq.6.2.a):	$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2)^{(1/3)} \times b_w \times d = 303.6$ kN
Tensione minima di taglio:	$v_{min} = 0.035$ N/mm ² $\times k^{1.5} \times (f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2)^{0.5} = 0.4$ N/mm ²
Forza assiale nella sezione, per effetto delle precompressione:	$N_{Ed} = 0$ kN
Area della sezione trasversale in cls:	$A_C = b_w \times h = 1000000$ mm ²
Tensione sulla sezione per azione assiale:	$\sigma_{cp} = \min(N_{Ed} / A_C, 0.2 \times f_{cd}) = 0.0$ N/mm ² $k_1 = 0.15$ (NTC2018, eq. 4.1.23)
Resistenza a taglio minima (EC2 eq.6.2.b):	$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 323.1$ kN
Per la sezione in oggetto risulta quindi:	$V_{Rd} = \max(V_{Rd,c}, V_{Rd,c,min}) = 323$ kN (NTC2018, eq. 4.1.23) $V_{Ed} / V_{Rd} = 2.421 > 1$

Necessarie apposite armature di cucitura a taglio

Area dell'armatura di cucitura al taglio da prevedere (EC2 p.to 6.2.3(4), NTC2018 p.to 4.1.2.3.5.2)

Tensione di snervamento delle armature a taglio:	$f_{yk} = 450$ N/mm ²
Fattore parziale di sicurezza acciaio:	$\gamma_s = 1.15$ (NTC2018 p.to 4.1.2.1.1.3)
Tensione di progetto degli acciai a taglio:	$f_{ywd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.3$ N/mm ² (NTC2018 eq. 4.1.5)
Angolo di inclinazione della armature a taglio rispetto all'asse longitudinale dell'elemento a verifica:	$\alpha = 90.0$ deg
Fattore di riduzione (EC2 p.to 6.2.3(3), NTC2018):	$v_1 = 0.6 \times (1 - (f_{ck} / 250 \text{ N/mm}^2)) = 0.5$
Coefficiente d'interazione assiale:	$\alpha_{cw} = 1.00$ (EC2 p.to 6.2.3(3))
Inclinazione della biella convezionale compressa:	$\theta = \max(0.5 \times A_{sin}(2 \times v_{Ed} / (\alpha_{cw} \times f_{cd} \times v_1)), 21.8 \text{ deg}) = 21.8$ deg
Area dell'armatura a taglio richiesta (EC2 eq. 6.13):	$A_{sw,req} = v_{Ed} \times b_w / (f_{ywd} \times (\cot(\theta) + \cot(\alpha)) \times \sin(\alpha)) = 916$ mm ² /m

progettazione ati:

Area minima e aree di cucitura da disporre a taglio (EC2 eqq. 9.4-9.5N)

$$A_{sw,min} = 0.08 \text{ N/mm}^2 \times (f_{ck}/1 \text{ N/mm}^2)^{0.5} / f_{yk} \times b_w \times \sin(\alpha) = \mathbf{1006 \text{ mm}^2/m}$$

Area dell'armatura a taglio (min) da disporre:	$A_{sw} = \max(A_{sw,req}, A_{sw,min}) = \mathbf{1006 \text{ mm}^2/m}$
Max passo longitudinale insiemi di staffe:	$s_{l,max_p} = 0.75 \times d \times (1 + \cot(\alpha)) = \mathbf{689 \text{ mm}}$ (EC2, eq. 9.9 – piastre)
Max passo longitudinale ferri piegati:	$s_{l,max_p} = d = \mathbf{919 \text{ mm}}$ (EC2, eq. 9.10 – piastre)
Max distanza trasversale armature taglio:	$s_{t,max_p} = 1.5 \times d = \mathbf{1379 \text{ mm}}$ (EC2, p.to 9.3.2(5) – piastre).

13.5 Verifica platea (punzonamento palo)

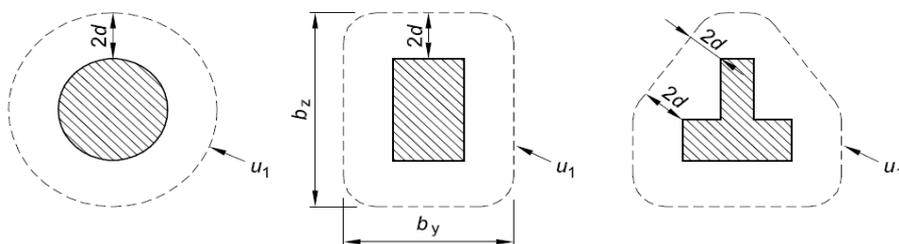
13.5.1 Modello di calcolo adottato

Si considera un'impronta di carico pari ad una sezione quadrata equivalente all'area del palo di estremità che risulta maggiormente sollecitato a compressione e a taglio. Quale struttura punzonata è stata assunta la fondazione base del plinto su cui è innestata la palificata della spalla/pila. Il palo maggiormente sollecitato viene quindi assunto quale pilastro punzonante e il plinto di fondazione su pali quale soletta punzonata. Per semplicità e sicurezza, nella risultante complessiva dell'azione di punzonamento verrà trascurato il contributo del peso di volume di terreno imbarcato, considerando di fatto solo le sollecitazioni dei pali, ma non interessati dal meccanismo resistente di "mensola tozza" (la cui trattazione è a parte). La situazione più sfavorevole è relativa alla fila interna di pali (due pali di bordo).

13.5.2 Colonna rettangolare interna (palo equivalente) con carico eccentrico rispetto a uno degli assi

Diametro palo scelto:	$\phi = \mathbf{450 \text{ mm}}$
Lato pilastro equivalente al palo (sez. quadrata):	$l_{eq} = 0.5 \times \phi \times \sqrt{\pi} = \mathbf{398.8 \text{ mm}}$
Dimensione colonna parallela eccentricità carico:	$c_1 = l_{eq} = \mathbf{399 \text{ mm}}$
Dim. colonna perpendicolare eccentricità carico:	$c_2 = l_{eq} = \mathbf{399 \text{ mm}}$
Altezza utile (media) su armature tese:	$d = \mathbf{1700 \text{ mm}}$
Momento di progetto in testa al palo:	$M_{Ed} = \mathbf{292.8 \text{ kNm}}$ (dovuto all'azione di taglio in testa)
Forza di progetto assiale punzonante:	$V_{Ed} = \mathbf{551.5 \text{ kN}}$ (max carico assiale palo)
Perimetro di controllo di base:	$u_1 = c_1 \times 2 + c_2 \times 2 + 4 \times \pi \times d = \mathbf{22958 \text{ mm}}$ (vedere schema in basso)
Fattore di distribuzione del taglio punzonante:	$W_1 = c_1^2/2 + c_1 \times c_2 + 4 \times c_2 \times d + 16 \times d^2 + 2 \times \pi \times d \times c_1 = \mathbf{53450190 \text{ mm}^2}$
Coeff. di sbilancio momento (EC2, Tabella 6.1):	$k = \mathbf{0.60}$
Fattore di eccentricità (EC2, eq. 6.39):	$\beta = 1 + (k \times M_{Ed} / V_{Ed}) \times (u_1 / W_1) = \mathbf{1.14}$

progettazione ati:



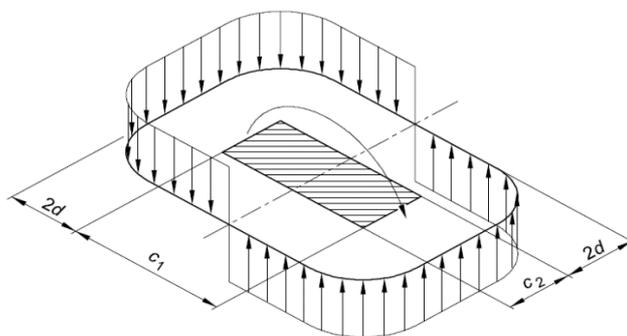
13.5.3 Resistenza a punzonamento a filo palo/pilastro equivalente

Resistenza caratteristica calcestruzzo:	$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
Fattore parziale resistenza calcestruzzo:	$\gamma_c = 1.50$
larghezza della colonna (equivalente) in dir. y:	$b_y = c_1 = 399 \text{ mm}$
larghezza della colonna (equivalente) in dir. z:	$b_z = c_2 = 399 \text{ mm}$
Altezza utile (media) effettiva del plinto:	$d = 1700 \text{ mm}$
Fattore di eccentricità:	$\beta = 1.14$
Tipo colonna: "interno", di "bordo", di "angolo":	$C_{type} = \text{"bordo"}$
"Offset" da bordo (0 se colonna interna):	$x = 600 \text{ mm}$
Perimetro del palo/pilastro equivalente:	$u_{0str} = \text{"min } (b_z + 3 \times d, (2 \times b_y) + b_z)\text{"}$
	$u_0 = 1196 \text{ mm}$

Tensione di progetto di punzonamento (eq. 6.38): $V_{Ed} = \beta \times V_{Ed} / (u_0 \times d) = 0.308 \text{ N/mm}^2$

Resistenza di progetto a compressione cls:	$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 14 \text{ N/mm}^2$
Fattore di riduzione della resistenza:	$v = 0.6 \times (1 - (f_{ck} / 250 \text{ N/mm}^2)) = 0.54$
Massima resistenza tensione di punzonamento:	$V_{Rd,max} = 0.5 \times v \times f_{cd} = 3.71 \text{ N/mm}^2$

OK - La tensione di progetto a punzonamento a filo pilastro/palo è minore della tensione resistente di punzonamento



13.5.4 Resistenza a punzonamento in assenza di apposite armature a distanza 2d

Area dell'acciaio teso in direzione y:	$A_{sly} = 2262 \text{ mm}^2/\text{m}$
Area dell'acciaio teso in direzione z:	$A_{slz} = 2262 \text{ mm}^2/\text{m}$
Distanza di controllo da filo pilastro:	$2 \times d = 3400 \text{ mm}$
Perimetro di controllo di base a distanza 2d:	$u_1 = \text{"}2 \times b_y + b_z + \pi \times d + 2 \times x\text{"}$
	$u_1 = 7737 \text{ mm}$
Tensione di progetto a punzonamento (eq. 6.38):	$V_{Ed} = \beta \times V_{Ed} / (u_1 \times d) = 0.048 \text{ N/mm}^2$
Rapporto di armatura in dir. y sull'altezza utile:	$\rho_{ly} = A_{sly} / d = 0.001$
Rapporto di armatura in dir. z sull'altezza utile:	$\rho_{lz} = A_{slz} / d = 0.001$

progettazione ati:

Tasso effettivo di armatura a trazione:	$\rho_l = \min(\sqrt{[\rho_{ly} \times \rho_{lz}]}, 0.02) = \mathbf{0.001}$
Tensione nel conglomerato:	$C_{Rd,c} = 0.18 \text{ N/mm}^2 / \gamma_c = \mathbf{0.120 \text{ N/mm}^2}$
Coefficiente k:	$k = \min(1 + \sqrt{[200 \text{ mm} / d]}, 2) = \mathbf{1.343}$
Valore minimo della tensione di taglio (eq. 6.3N):	$v_{\min} = 0.035 \text{ N/mm}^2 \times k^{1.5} \times \sqrt{[f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2]} = \mathbf{0.288 \text{ N/mm}^2}$
Tensione resistente senza armature (eq. 6.47):	$v_{Rd,c} = \max(v_{\min}, C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2)^{1/3}) = \mathbf{0.288 \text{ N/mm}^2}$

OK - La tensione di progetto a punzonamento è minore della resistenza a punzonamento

13.6 Verifica platea (mensola tozza)

13.6.1 Modello di calcolo adottato

Si considera un'impronta di carico pari ad una sezione quadrata equivalente all'area del palo di estremità che risulta maggiormente sollecitato a compressione e a taglio. La biella convenzionale di calcestruzzo compressa (del modello tirante-puntone) presenta quindi una sezione trasversale quadrangolare $a_2 \times l_{eq}$ la cui larghezza trasversale (a_2) dipenderà dalla sua inclinazione θ all'equilibrio (funzione della geometria della soletta e dei pali) e dal diametro del palo stesso.

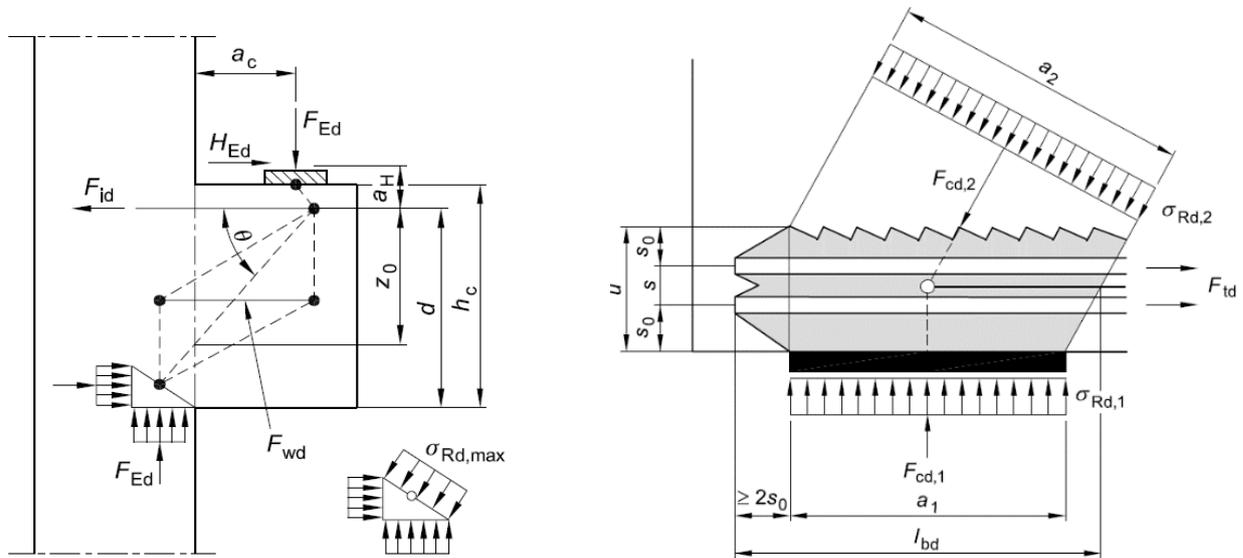
13.6.2 Geometria dell'unghia della soletta di fondazione

Ampiezza sbalzo da filo parete elevazione:	$a = \mathbf{2200 \text{ mm}}$
Diametro pali scelti:	$\phi = \mathbf{450 \text{ mm}}$
Dimensione lato quadrato equivalente sez. palo:	$l_{eq} = 0.5 \times \phi \times \sqrt{(\pi)} = \mathbf{398.8 \text{ mm}}$ (per impronta di carico equivalente)
Dimensione impronta carico (equivalente):	$a_1 = l_{eq} = \mathbf{399 \text{ mm}}$
Interasse pali (dir. x-x e y-y):	$i = 3 \times \phi = \mathbf{1350 \text{ mm}}$
Ampiezza mensola tozza (interasse pali):	$b = i = \mathbf{1350 \text{ mm}}$ (si considera la fascia interessata da 1 palo)
Larghezza biella convenzionale compressa:	$b_w = i = \mathbf{1350 \text{ mm}}$ (pari all'interasse dei pali)
Altezza (costante) della soletta di fondazione:	$h_c = \mathbf{1800 \text{ mm}}$

13.6.3 Schemi e modelli di calcolo secondo NTC2018 e UNI EN 1992-1-1:2005

Schemi di calcolo indicati nel corpo degli Eurocodici, presi in considerazione nel modello di calcolo adottato nella presente relazione di calcolo.

progettazione ati:



13.6.4 Caratteristiche di progetto

Caratteristiche del materiale calcestruzzo

Resistenza caratteristica a compressione:	$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
Fattore parziale di sicurezza – Tabella 2.1N:	$\gamma_c = 1.5$
Coefficiente di compressione α_{cc} – cl.3.1.6(1):	$\alpha_{cc} = 0.85$ (NTC2018, p.to 4.1.2.1.1)
Resistenza di progetto a compressione - eq.3.15:	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 14.17 \text{ N/mm}^2$ (NTC2018, eq. 4.1.3)
Nodo compresso, fattore k_1 – cl.6.5.4(4)a):	$k_1 = 1.00$
Nodo compresso/teso, fattore k_2 – cl.6.5.4(4)b):	$k_2 = 0.85$
Nodo compresso/teso, fattore k_3 – cl.6.5.4(4)c):	$k_3 = 0.75$
Fattore riduttivo di resistenza – cl.6.5.2(2):	$\psi' = [1 - f_{ck} / 250 \text{ N/mm}^2] = 0.90$

Dettagli armature

Resistenza caratteristica a snervamento:	$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
Fattore parziale di sicurezza – Tab. 2.1N:	$\gamma_s = 1.15$
Tensione di progetto armature:	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391 \text{ N/mm}^2$ (NTC2018, eq. 4.1.5)

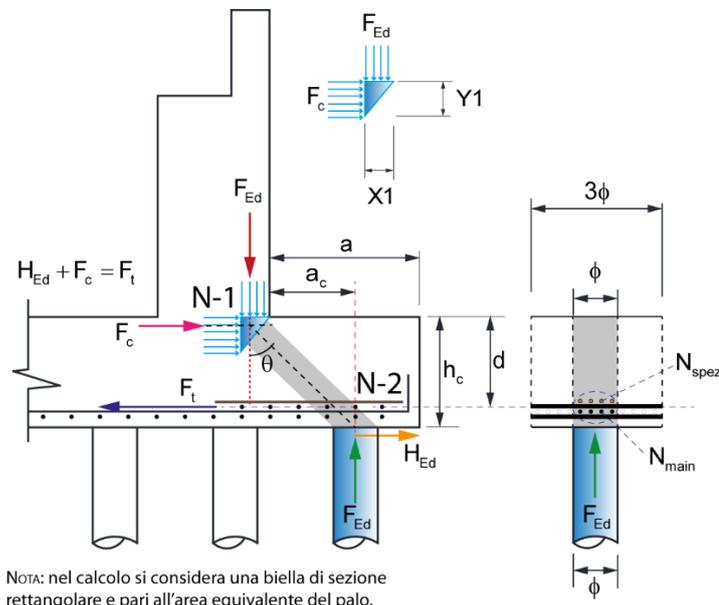
Carico su palo di estremità più sollecitato (SLU/SLV)

Tra le due combinazioni di carico SLV e SLU si considera quella la cui somma a trazione $F_{Ed} + H_{Ed}$ (da assorbire alle armature tese del modello tirante-puntone) risulta maggiore:

Forza assiale trasmessa dal palo:	$F_{Ed} = 551.6 \text{ kN}$
Forza di taglio agente in testa al palo:	$H_{Ed} = 184.7 \text{ kN}$
Distanza asse palo (F_{Ed}) da filo parete elevazione:	$a_c = 1300 \text{ mm}$

Schema di calcolo, adattato dal modello "Struct and Ties"

progettazione ati:



13.6.5 Armature longitudinali a trazione (plinto di fondazione su pali)

Interasse barre longitudinali (filanti) a trazione:	$i_{main} = 200 \text{ mm}$
Diametro barre longitudinali (filanti) a trazione:	$\phi_{main} = 25 \text{ mm}$
Diametro ferri di ripartizione (direz. perpendic.):	$\phi_{main,rip} = 25 \text{ mm}$
Diametro barre longitudinali (spezzoni) a trazione:	$\phi_{spez} = 0 \text{ mm}$
Diametro distanziatori (secondo strato rinforzo):	$d_{dist} = \phi_{spez} = 0 \text{ mm}$
Interasse barre longitudinali (spezzoni) a trazione:	$i_{spez} = 200 \text{ mm}$
Numero di barre filanti in trazione in b_w :	$N_{main} = b_w / i_{main} = 6.8$
Numero di spezzoni in trazione in b_w :	$N_{spez} = b_w / i_{spez} = 6.8$
Area armatura effettivamente in trazione:	$A_{s,main} = N_{main} \times \pi \times \phi_{main}^2 / 4 + N_{spez} \times \pi \times \phi_{spez}^2 / 4 = 3313 \text{ mm}^2$
Copriferro nominale (armature più esterne):	$C_{nom} = 60 \text{ mm}$
Copriferro effettivo armature a trazione (tirante):	$C_{nom,eff} = C_{nom} + D_{main,rip} = 92 \text{ mm}$
Distanza baricentro strati barre a trazione dal baricentro del primo strato di barre tese più esterne:	
$\Delta X_D = \min(D_{main}, D_{spez}) \times (D_{main}/2 + d_{dist} + D_{spez}/2) / (D_{main} + D_{spez}) = 13 \text{ mm}$	
Altezza utile da baricentro barre a trazione:	$d = h_c - C_{nom,eff} - \Delta X_D = 1695 \text{ mm}$
Distanza baric. barre da superficie appoggio plinto:	$d_1 = C_{nom,eff} + \Delta X_D = 105 \text{ mm}$

Nodo N-1 - reazioni vincolari interne convenzionali

Fattore di riduzione di tensione – cl.6.5.2(2):	$\nu' = 0.86$
Tensioni nei nodi compressi, cl.6.5.4.(4)a:	$\sigma_{1Rd} = k_1 \times \nu' \times f_{cd} = 17.06 \text{ N/mm}^2$
Larghezza reazione biella compressa verticale:	$X1 = F_{Ed} / (\sigma_{1Rd} \times b_w) = 24.0 \text{ mm}$
Semilarghezza reazione biella verticale per N-1:	$X1 / 2 = 12.0 \text{ mm}$
Equilibrio momenti rispetto al polo A:	$M_a = F_c \times (d - Y1 / 2) = F_{Ed} \times (a_c + X1 / 2) + H_{Ed} \times d_1$

progettazione ati:

Sostituzione della funzione: $F_c = Y1 \times \sigma_{1Rd} \times b_w$

Costanti dell'equazione quadratica (equilibrio momenti):

$$C1 = b_w \times \sigma_{1Rd}$$

$$C2 = 2 \times b_w \times \sigma_{1Rd} \times d$$

$$C3 = 2 \times F_{Ed} \times (a_c + X1 / 2) + 2 \times H_{Ed} \times d_1$$

Risolvendo su Y1 (altezza del vincolo interno): $Y1 = -(-C2 + (C2^2 - 4 \times C1 \times C3)^{1/2}) / (2 \times C1) = 19.1 \text{ mm}$

Altezza verticale dell'impronta vincolare in N-1: $Y1 / 2 = 9.6 \text{ mm}$

Angolo di inclinazione della biella convenzionale compressa

$$\theta = \text{atan}((d - Y1 / 2) / (a_c + X1 / 2)) = 52.1^\circ$$

$$\tan(\theta) = 1.28$$

NOTA - L'angolo θ rientra nel limite $1.00 \leq \tan(\theta) \leq 2.50$

Braccio di leva a flessione (modello "tirante-puntone")

Braccio di leva interno: $z = d - Y1 / 2 = 1685 \text{ mm}$

Verifica tensione di compressione della biella compressa nel nodo N-2

Reazione vincolare interna orizzontale in N-1: $F_c = Y1 \times b_w \times \sigma_{1Rd} = 440.9 \text{ kN}$

Forza vincolare lungo la biella compressa: $F_{str} = F_c \times \cos(\theta) + F_{Ed} \times \sin(\theta) = 706.1 \text{ kN}$

Secondo Fig.6.27 in EC2, si ha: $u = 2 \times (C_{nom,eff} + \Delta X_D) = 210 \text{ mm}$

Larghezza della biella compressa – Fig.6.27, EC2: $a_2 = a_1 \times \sin(\theta) + u \times \cos(\theta) = 444 \text{ mm}$

Tensione nella biella convenzionale compressa: $\sigma_{str} = F_{str} / (a_2 \times b_w) = 1.18 \text{ N/mm}^2$

Tensione di sicurezza – cl.6.5.4(4) b: $\sigma_{2Rd} = k_3 \times v' \times f_{cd} = 12.79 \text{ N/mm}^2$

OK - La tensione nella biella di cls rientra nel limite massimo

Verifica a schiacciamento biella convenzionale compressa

Altezza plinto di fondazione nella sezione per F_{Ed} : $h_a = h_c = 1800 \text{ mm}$

Distanza effettiva barre nella sezione per F_{Ed} : $d_a = h_a - (C_{nom,eff} + \Delta X_D) = 1695 \text{ mm}$

Compressione assiale per sforzo normale nel cls: $\sigma_{cp} = -H_{Ed} / (b_w \times h_a) = -0.08 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente di compressione - cl.6.2.3(3): $\alpha_{cw} = 1.000$

Fattore di riduzione resistenza a taglio: $v_1 = 0.6 \times [1 - f_{ck} / 250 \text{ N/mm}^2] = 0.516$

Forza vincolare lungo la biella compressa: $F_{str} = F_c \times \cos(\theta) + F_{Ed} \times \sin(\theta) = 706.1 \text{ kN}$

Massima resistenza a schiacciamento – cl.6.2.3(2): $V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \times b_w \times z \times v_1 \times f_{cd} / (\cot(\theta) + \tan(\theta)) = 11286.9 \text{ kN}$

OK - La forza di compressione nella biella è minore del limite a schiacciamento

Forza di trazione nelle barre portanti (modello tirante-puntone)

Dall'equilibrio alla traslazione orizzontale: $F_t = F_c + H_{Ed} = 625.6 \text{ kN}$

Controllo quantitative armature a trazione (tirante)

Quantitativo minimo di area di barre a trazione: $A_{s,main,min} = F_t / f_{yd} = 1599 \text{ mm}^2$

Quantitativo di armatura effettiva disposta: $A_{s,main} = N_{main} \times \pi \times D_{main}^2 / 4 + N_{spez} \times \pi \times D_{spez}^2 / 4 = 9012 \text{ mm}^2$

Rapporto quantitativi di armatura (portante): $R_{steel} = A_{s,main,min} / A_{s,main} = 0.177$

progettazione ati:

OK - Quantitativo di armatura tesa disposta sufficiente

Verifica massimi interassi armature diffuse - EC2 p.to 9.3.1.1(3)

Altezza (costante) della soletta di fondazione:	$h_c = 1800$ mm
Passo massimo armature diffuse principali:	$s_{max,slabs,p} = \min(2 \times h_c, 250 \text{ mm}) = 250$ mm
Passo massimo armature diffuse secondarie:	$s_{max,slabs,s} = \min(3 \times h_c, 400 \text{ mm}) = 400$ mm
Interasse barre longitudinali (filanti) a trazione:	$i_{main} = 200$ mm
Interasse barre longitudinali secondarie:	$i_{rip} = 200$ mm

OK - Massimi interassi armature diffuse rispettati

Riepilogo armature disposte (diffuse e concentrate)

Diametro armatura diffusa portante:	$\phi_{main} = 25$ mm
interasse armature diffusa portante:	$i_{main} = 200$ mm
Diametro armatura diffusa secondaria:	$\phi_{main,rip} = 25$ mm (ripartitori)
Interasse armatura diffusa secondaria:	$i_{rip} = 200$ mm (interasse ripartitori)
Diametro distanziatori (strati armature aggiuntive):	$d_{dist} = \phi_{spez} = 0$ mm (non necessarie)

progettazione ati:

13.7 Verifica parete d'elevazione

13.7.1 *Modello di calcolo*

Si considerano due schemi di calcolo: la sezione resistente allo spiccato dal plinto di fondazione (verifica a presso-flessione deviata su sezione resistente a "C") e verifica a flessione e taglio – in sola condizione SLV - della sezione resistente dei soli due speroni, costituiti dalle pareti di risvolto. Si considerano le sollecitazioni maggiormente gravose per i due schemi di calcolo. Lo schema di calcolo con sezione resistente dei soli speroni massimizza le armature di estremità sugli spigoli in corrispondenza dei muri di risvolto, per azioni sismiche di ribaltamento. Viene considerata direttamente la combinazione maggiormente gravosa di spinta delle terre in condizioni sismiche (incremento alla Wood da spinta iniziale "a riposo") con scarico delle azioni orizzontali sismiche (longitudinali e trasversali) da parte dell'impalcato.

13.7.2 *Dati di progetto*

Si adottano i seguenti dati:

Peso specifico terreni (imbarcati):	$\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$
Angolo di attrito dei terreni (imbarcati):	$\varphi = 35^\circ$
Coefficiente di spinta "a riposo":	$k_0 = 1 - \sin(\varphi) = 0.426$
Sovraccarico in superficie (caratteristico):	$Q_k = 20.00 \text{ kN/m}^2$
Fattore S_S :	$S_S = 1.174$
Fattore S_T	$S_T = 1.200$
Fattore β_m	$\beta_m = 1.00$ (strutture rigide fondate su pali)
Fattore a_g (adimensionale):	$a_g/g = 0.225$
Coefficiente di spinta sismica orizzontale:	$k_h = a_g/g \times \beta_m \times S_S \times S_T = 0.317$
Altezza verticale da testa pali a testa paraghiaia:	$h_{\text{wall}} = 842 \text{ cm}$ da geometria spalla più sollecitata (M + N + O)

progettazione ati:

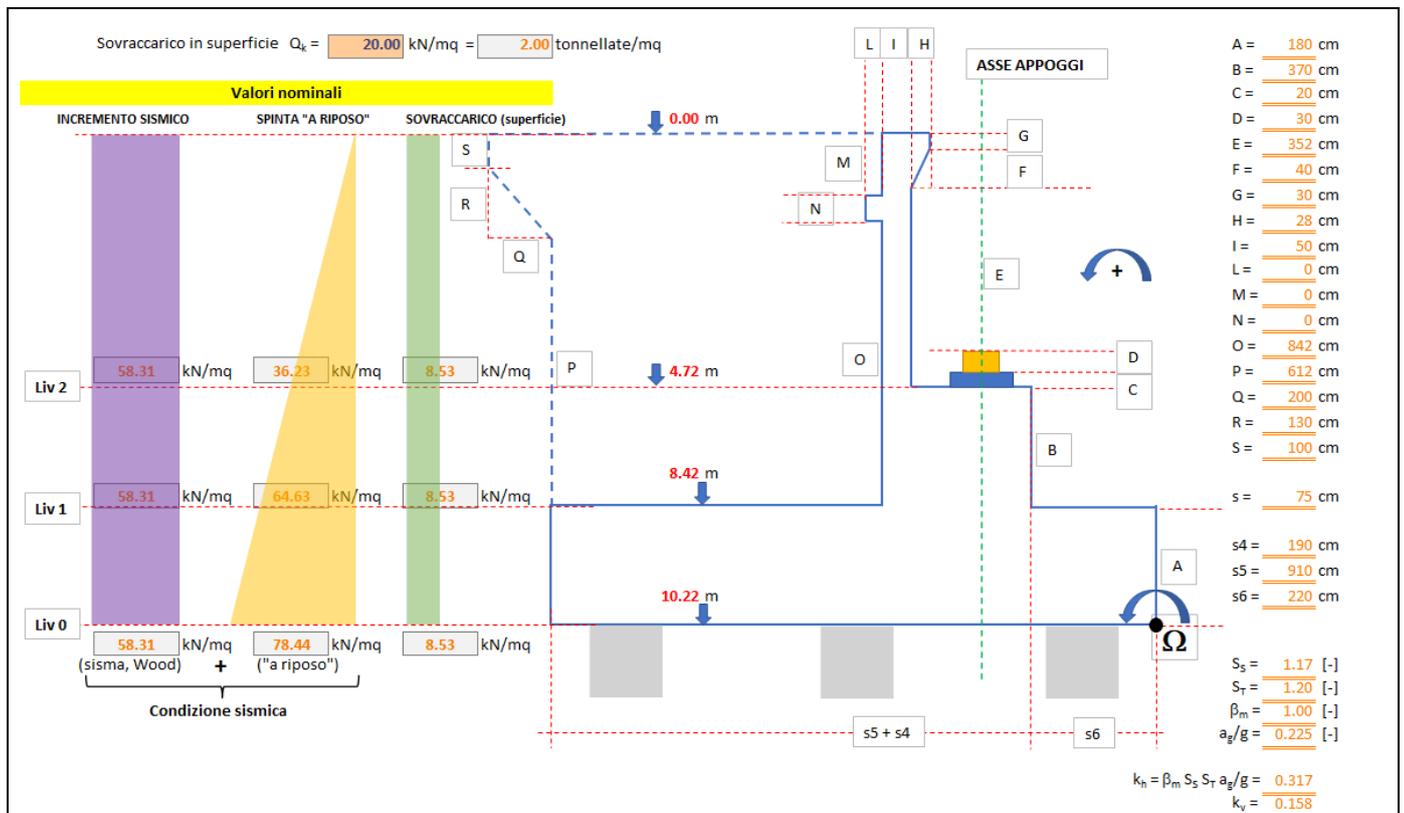


Figura 1 - Schema di calcolo (qualitativo). Misure rappresentate non in scala. Valori calcolati su Excel. Per le verifiche delle sezioni in c.a. si considerano le grandezze effettive di carpenteria (vedere tavole di disegno allegate)

NOTA: i valori di k_h calcolati nella presente relazione sono troncati alle II, III cifre decimali. I valori qui adottati, quindi, si discostano leggermente rispetto ai valori calcolati mediante foglio di calcolo (si veda illustrazione a lato), i quali non sono approssimati nelle calcolazioni tra celle. Questo "scarto" viene comunque compensato adottando per la spinta di Wood l'altezza complessiva esistente tra piano passante per la testa dei pali e la quota di estradosso dei muri di risvolto. Si accetta l'ipotesi di incremento di resistenza del paraghiaia e dei muri di risvolto nel trasferimento delle massime sollecitazioni alla parete di elevazione.

13.7.3 Grandezze calcolate

Massime pressioni (caratteristiche) orizzontali terreni – sezione allo spiccatto della parete di elevazione

Pressione orizzontale sovraccarico di superficie (costante): $\sigma_{0,p} = k_0 \times Q_k = 8.53 \text{ kN/m}^2$

Pressione orizzontale max "a riposo" (triangolare): $\sigma_{p,max} = \gamma \times h_{wall} \times k_0 = 64.63 \text{ kN/m}^2$

Pressione alla Wood (valutata a partire da testa pali a testa paraghiaia)

Altezza complessiva su cui è valutata la spinta alla Wood: $h_{wood} = 10.22 \text{ m}$ (assunto per sicurezza al posto di h_{wall})

Incremento pressione orizzontale alla Wood (costante): $\Delta\sigma_{wood} = \gamma \times h_{wood} \times k_h = 58.31 \text{ kN/m}^2$

Spinte sismiche terreni → 100% direzione longitudinale (a tergo parete elevazione)

Larghezza parete di elevazione spalla: $L_{trasv} = 15.60 \text{ m}$ (da geometria spalla più sollecitata)

Spinta "a riposo" (statica): $F_{k,riposo, LONG} = 0.5 \times \sigma_{p,max} \times L_{trasv} \times h_{wall} = 4245 \text{ kN}$

Massimo incremento taglio longitudinale terreni: $\Delta F_{k,sisma, LONG} = L_{trasv} \times h_{wall} \times \Delta\sigma_{wood} = 7659 \text{ kN}$

progettazione ati:

Taglio sismico terreni (complessivo longitudinale): $F_{\text{terre,sisma, LONG}} = F_{\text{k,ripos, LONG}} + \Delta F_{\text{k,sisma, LONG}} = \mathbf{11904 \text{ kN}}$
 Momento flettente allo spiccato (inflexione long.): $M_{\text{Ed,sisma, LONG}} = (h_{\text{wall}}/3) \times F_{\text{k,ripos, LONG}} + (h_{\text{wall}}/2) \times \Delta F_{\text{k,sisma, LONG}} = \mathbf{44159 \text{ kNm}}$

Spinte sismiche terreni → 30% direzione trasversale (sui due muri di risvolto)

Larghezza interna parete di risvolto: $L_{\text{long}} = \mathbf{860 \text{ cm}}$ (da geometria spalla più sollecitata)
 Spinta “a riposo” (statica): $F_{\text{k,ripos, TRASV}} = 0.5 \times \sigma_{\text{p,max}} \times L_{\text{long}} \times h_{\text{wall}} = \mathbf{2340 \text{ kN}}$
 Incremento taglio trasversali terreni: $\Delta F_{\text{k,sisma, TRASV}} = 2 \times [0.30 \times (L_{\text{long}} \times h_{\text{wall}} \times \Delta \sigma_{\text{wood}})] = \mathbf{2533 \text{ kN}}$

Taglio sismico terreni (complessivo trasversale): $F_{\text{terre,sisma, TRASV}} = F_{\text{k,ripos, TRASV}} + \Delta F_{\text{k,sisma, TRASV}} = \mathbf{4873 \text{ kN}}$
 Momento flettente allo spiccato (inflexione trasv.): $M_{\text{Ed,sisma, TRASV}} = (h_{\text{wall}}/3) \times F_{\text{k,ripos, TRASV}} + (h_{\text{wall}}/2) \times \Delta F_{\text{k,sisma, TRASV}} = \mathbf{17233 \text{ kNm}}$

Inerzie muri, pareti in c.a. e terreno imbarcato^(*)

Inerzia plinto di fondazione (a detrarre): $F_{\text{inerzia, plinto}} = \mathbf{3163.2 \text{ kN}}$ (da geometria spalla più sollecitata)
 Inerzia complessiva spalle+plinto+terreno imbarc.: $F_{\text{tot, spalla}} = \mathbf{6085 \text{ kN}}$ (da geometria spalla più sollecitata)
 Inerzia pareti c.a. in direzione longitudinale (100%): $F_{\text{inerzia, LONG}} = F_{\text{tot, spalla}} - F_{\text{inerzia, plinto}} = \mathbf{2922 \text{ kN}}$ (allo spiccato sez. “C”)
 Decremento di peso sismico verticale (basso-alto): $\Delta N_{\text{Ed,sisma, vert}} = 0.5 \times F_{\text{inerzia, LONG}} = \mathbf{1461 \text{ kN}}$ (in modulo)
 Inerzia pareti c.a. in direzione trasversale (30%): $F_{\text{inerzia, TRASV}} = 0.30 \times F_{\text{inerzia, LONG}} = \mathbf{877 \text{ kN}}$
 Valore quota baricentro pareti elevazione: $\zeta = \mathbf{0.404}$ per unità di altezza h_{wall} (da geometria spalla più sollecitata)
 Momento flettente allo spiccato (inflexione long.): $M_{\text{Ed, inerzia, long}} = \zeta \times h_{\text{wall}} \times F_{\text{inerzia, LONG}} = \mathbf{9939 \text{ kNm}}$
 Momento flettente allo spiccato (inflexione trasv.): $M_{\text{Ed, inerzia, trasv}} = \zeta \times h_{\text{wall}} \times F_{\text{inerzia, TRASV}} = \mathbf{2982 \text{ kNm}}$

Spinte statiche dei terreni (valori caratteristici)

Taglio longitudinale per sovraccarico di superficie: $F_{\text{Q,k, LONG}} = \sigma_{0,p} \times L_{\text{trasv}} \times h_{\text{wall}} = \mathbf{1120 \text{ kN}}$ (valore caratteristico)
 Taglio trasversale per sovraccarico di superficie: $F_{\text{Q,k, TRASV}} = \sigma_{0,p} \times L_{\text{long}} \times h_{\text{wall}} = \mathbf{618 \text{ kN}}$ (valore caratteristico)
 Taglio per spinta “a riposo” longitudinale: $F_{\text{k,ripos, LONG}} = 0.5 \times \sigma_{\text{p,max}} \times L_{\text{trasv}} \times h_{\text{wall}} = \mathbf{4245 \text{ kN}}$ (val. caratteristico)
 Taglio per spinta “a riposo” trasversale: $F_{\text{k,ripos, TRASV}} = 0.5 \times \sigma_{\text{p,max}} \times L_{\text{long}} \times h_{\text{wall}} = \mathbf{2340 \text{ kN}}$ (valore caratteristico)
 Momento per spinte complessive longitudinali: $M_{\text{Ed,k, long, terre}} = 0.5 \times h_{\text{wall}} \times F_{\text{Q,k, LONG}} + (h_{\text{wall}}/3) \times F_{\text{k,ripos, LONG}} = \mathbf{16629 \text{ kNm}}$ (spinta costante e triangolare)
 Momento per spinte complessive trasversali: $M_{\text{Ed,k, trasv, terre}} = 0.5 \times h_{\text{wall}} \times F_{\text{Q,k, TRASV}} + (h_{\text{wall}}/3) \times F_{\text{k,ripos, TRASV}} = \mathbf{9167 \text{ kNm}}$ (spinta costante e triangolare)

Sollecitazioni caratteristiche scaricate da impalcato (valori caratteristici)

Numero di appoggi su singola spalla: $N_{\text{app}} = \mathbf{2}$ appoggi per singola spalla
 Azione trasversale per sisma (singolo appoggio): $q_{6,H, trasv} = \mathbf{250 \text{ kN}}$
 Azione longitudinale per sisma (singolo appoggio): $q_{6,H, long} = \mathbf{350 \text{ kN}}$

progettazione ati:

Taglio sismico longitudinale da impalcato (100%):	$F_{\text{impalc,LONG}} = N_{\text{app}} \times q_{6_H_long} = \mathbf{700 \text{ kN}}$
Taglio sismico trasversale da impalcato (30%):	$F_{\text{impalc,TRASV}} = 0.30 \times N_{\text{app}} \times q_{6_H_trasv} = \mathbf{150 \text{ kN}}$
Altezza da appoggi a quota spiccato parete elev.:	$h_{\text{elev}} = \mathbf{4.20 \text{ m}}$ (C + D + B, da geometria spalla più sollecitata)
Momento sismico longitudinale (100%) impalcato:	$M_{\text{impalc,sisma,LONG}} = h_{\text{elev}} \times F_{\text{impalc,LONG}} = \mathbf{2940 \text{ kNm}}$
Momento sismico trasversale (30%) impalcato:	$M_{\text{impalc,sisma,TRASV}} = h_{\text{elev}} \times F_{\text{impalc,TRASV}} = \mathbf{630 \text{ kNm}}$
Vento ponte carico, trasversale (singolo appoggio):	$q_{6_V_max,trasv} = \mathbf{130 \text{ kN}}$ (valore caratteristico)
Frenatura (longitudinale, singolo appoggio):	$q_{3_long} = \mathbf{60 \text{ kN}}$ (valore caratteristico)
Termica uniforme, longitudinale (singolo appoggio):	$q_{7_long} = \mathbf{140 \text{ kN}}$ (valore caratteristico)
Vento ponte carico, trasversale (totale):	$q_{6,trasv,k} = N_{\text{app}} \times q_{6_V_max,trasv} = \mathbf{260 \text{ kN}}$ (valore caratteristico)
Frenatura longitudinale (totale):	$q_{3,long,k} = N_{\text{app}} \times q_{3_long} = \mathbf{120 \text{ kN}}$ (valore caratteristico)
Termica uniforme longitudinale (totale):	$q_{7,long,k} = N_{\text{app}} \times q_{7_long} = \mathbf{280 \text{ kN}}$ (valore caratteristico)
Momento complessivo vento (caratteristico):	$M_{6,trasv,k} = h_{\text{elev}} \times q_{6,trasv,k} = \mathbf{1092 \text{ kNm}}$ (trasversale)
Momento complessivo frenatura (caratteristico):	$M_{3,long,k} = h_{\text{elev}} \times q_{3,long,k} = \mathbf{504 \text{ kNm}}$ (longitudinale)
Momento complessivo termica uniforme (caratt.):	$M_{7,long,k} = h_{\text{elev}} \times q_{7,long,k} = \mathbf{1176 \text{ kNm}}$ (longitudinale)

Azioni verticali su spiccato parete elevazione

Peso (caratteristico) elementi elevazione in c.a.:	$N_{\text{Ed,k,CLS}} = \mathbf{25953 \text{ kN}}$ (da geometria spalla più sollecitata)
Scarichi verticali pesi (caratteristici) impalcato:	$N_{\text{Ed,k,impalc}} = \mathbf{2250 \text{ kN}}$ (si veda somma totale scarichi sui 2 appoggi)
Inerzia sismica sisma verticale (basso-alto):	$\Delta N_{\text{sisma,k,cls}} = 0.5 \times k_h \times N_{\text{Ed,k,CLS}} = \mathbf{4113 \text{ kN}}$ (in modulo)
	$\Delta N_{\text{sisma,k,impalc}} = 0.5 \times k_h \times N_{\text{Ed,k,impalc}} = \mathbf{357 \text{ kN}}$ (in modulo)

Azioni flettenti longitudinali per effetto dell'eccentricità degli scarichi verticali rispetto baricentro sezione a "C"

Distanza baricentro G sezione "C" (da filo parete elev.):	$Y_G = \mathbf{235 \text{ cm}}$ (sezione riferita allo spiccato)
Distanza asse appoggi da filo parete "C":	$s_1 = \mathbf{80 \text{ cm}}$
Eccentricità azioni assiali appoggi da ber. G:	$e_N = Y_G - s_1 = \mathbf{155 \text{ cm}}$ (si veda schema in figura più avanti)
Incremento (max) azione flettente longitudinale:	$\Delta M_{\text{long,k}} = e_N \times N_{\text{Ed,k,impalc}} = \mathbf{3488 \text{ kNm}}$ (caratteristico)
	$\Delta M_{\text{long,slv}} = e_N \times \Delta N_{\text{sisma,k,impalc}} = \mathbf{553 \text{ kNm}}$
Scarico massimi carichi viaggianti (caratteristico):	$F_{k,Z,\text{viaggianti}} = \mathbf{2100 \text{ kN}}$ (da azioni impalcato, non fattorizzato)
Incremento momento longitudinale per carichi viaggianti:	$\Delta M_{\text{long,viagg}} = e_N \times F_{k,Z,\text{viaggianti}} = \mathbf{3255 \text{ kNm}}$

→ Sollecitazioni SLV sullo spiccato di parete elevazione e muri di risvolto

Azione assiale (compress.), con sisma verticale:	$N_{\text{Ed,sisma}} = N_{\text{Ed,k,CLS}} + N_{\text{Ed,k,impalc}} - (\Delta N_{\text{sisma,k,cls}} + \Delta N_{\text{sisma,k,impalc}}) = \mathbf{23733 \text{ kN}}$ (viene considerato il valore minimo per verifica in pressoflessione)
Taglio azioni longitudinali:	$V_{\text{Ed,sisma,long}} = F_{\text{terre,sisma,LONG}} + F_{\text{inerzia,LONG}} + F_{\text{impalc,LONG}} = \mathbf{15526 \text{ kN}}$

progettazione ati:

Flessione complessiva per azioni longitudinali:	$M_{Ed,sisma,long} = M_{Ed,sisma,LONG} + M_{Ed,inerzia,long} + M_{Impalc,sisma,LONG} + \Delta M_{long,slv}$ = 57591 kNm
Taglio azioni trasversali:	$V_{Ed,sisma,trasv} = F_{terre,sisma,TRASV} + F_{inerzia,TRASV} + F_{Impalc,TRASV} = 5900 \text{ kN}$
Flessione complessiva per azioni trasversali:	$M_{Ed,sisma,trasv} = M_{Ed,sisma,TRASV} + M_{Ed,inerzia,trasv} + M_{Impalc,sisma,TRASV} = 20845 \text{ kNm}$

NOTA: per sicurezza, nel computo dell'azione assiale in condizioni sismiche SLV si è considerata l'azione sismica verticale agente dal basso verso l'alto (sgravio di pesi), ma si è considerato l'incremento flettente per eccentricità dei carichi (sismici) gravanti sugli appoggi come se il sisma agisse dall'alto verso il basso ($\Delta M_{long,slv}$ considerato positivo). Ciò ai soli fini di sicurezza della verifica della sezione, volendo penalizzare il contributo favorevole dovuto alla precompressione dai carichi verticali sulla sezione resistente pressoinflessa.

→ Sollecitazioni SLU (con vento) sullo spiccatto di parete elevazione e muri di risvolto

NOTA: si considera la combinazione SLU che minimizza il valore delle compressioni assiali dovute all'azione dei carichi verticali per pesi e variabili viaggianti. In tal caso, l'azione dei venti viene considerata azione variabile principale rispetto ai carichi viaggianti sull'impalcato. In particolare, l'azione verticale del vento (ponte carico e scarico) crea generalmente una risultante verticale nulla sugli appoggi e un momento trasversale non nullo scaricato dall'impalcato sulla spalla.

Scarico massimi carichi viaggianti (caratteristico):	$F_{k,Z,viaggianti} = 2100 \text{ kN}$ (da azioni impalcato, non fattorizzate)
Coefficiente per carichi variabili da traffico:	$\gamma_{Q,traffico} = 1.35$ NTC2018, tab. 5.1.V, A1)
Coefficiente base carichi variabili (non da traffico):	$\gamma_Q = 1.50$ (NTC2018, tab. 5.1.V, A1)
Coefficiente di combinazione dei carichi viaggianti:	$\psi_{02} = 0.75$ (NTC2018, tab. 5.1.VI, schema 1 – carichi tandem)
Coefficiente di combinazione carichi viaggianti:	$\gamma_{Q2,traffico} = \gamma_{Q,traffico} \times \psi_{02} = 1.01$
Coefficiente di combinazione variabili (non traffico):	$\gamma_{Q2} = \gamma_Q \times \psi_{02} = 1.13$
Coefficiente per carichi variabili:	$\gamma_Q = 1.50$ NTC2018, tab. 5.1.V, A1)
Coefficiente per carichi delle spinte delle terre:	$\gamma_{G1,t} = 1.10$ (NTC2018, tab. 6.2.III, con nota a piè di tabella)
Coefficiente per carichi dovuti ai pesi propri e port.:	$\gamma_{G1,2} = 1.35$ (NTC2018, tab. 5.1.V)
Coefficiente di combinazione azioni termiche:	$\psi_{0T,2} = 0.60$ (NTC2018, tab. 5.1.VI, temperatura)
Azione assiale di progetto (compressione):	$N_{Ed,SLU} = \gamma_{G1,2} \times N_{Ed,k,CLS} + \gamma_{G1,2} \times N_{Ed,k,impalc} + \gamma_{Q2,traffico} \times F_{k,Z,viaggianti} = 40200 \text{ kN}$

Azione variabile principale: vento trasversale a ponte carico

Azione complessiva di taglio trasversale:	$V_{Ed,SLU,TRASV} = \gamma_{G1,t} \times (F_{Q,k,TRASV} + F_{k,ripos,TRASV}) + \gamma_Q \times Q_{6,trasv,k} = 3643 \text{ kN}$
Azione complessiva di taglio longitudinale:	$V_{Ed,SLU,LONG} = \gamma_{G1,t} \times (F_{Q,k,LONG} + F_{k,ripos,LONG}) + \gamma_Q \times \gamma_{Q,traffico} \times Q_{3,long,k} + \gamma_Q \times \psi_{0T,2} \times Q_{7,long,k} = 6396 \text{ kN}$
Momento SLU per azioni trasversali:	$M_{Ed,SLU,TRASV} = \gamma_{G1,t} \times M_{Ed,k,trasv,terre} + \gamma_Q \times M_{6,trasv,k} = 11722 \text{ kNm}$
Momento SLU per azioni longitudinali:	$M_{Ed,SLU,LONG} = \gamma_{G1,2} \times \Delta M_{long,k} + \gamma_{G1,t} \times M_{Ed,k,long,terre} + \gamma_Q \times \gamma_{Q,traffico} \times (M_{3,long,k} + \Delta M_{long,viagg}) + \gamma_Q \times \psi_{0T,2} \times M_{7,long,k} = 31671 \text{ kNm}$

progettazione ati:

13.7.4 Schemi di calcolo resistenti adottati

Per le verifiche delle sezioni in c.a. allo spiccato si sono impiegati due schemi di calcolo in sicurezza che ottimizzano le armature maggiormente cimentate. Di seguito lo schema (disegni qualitativi, grandezze non in scala):

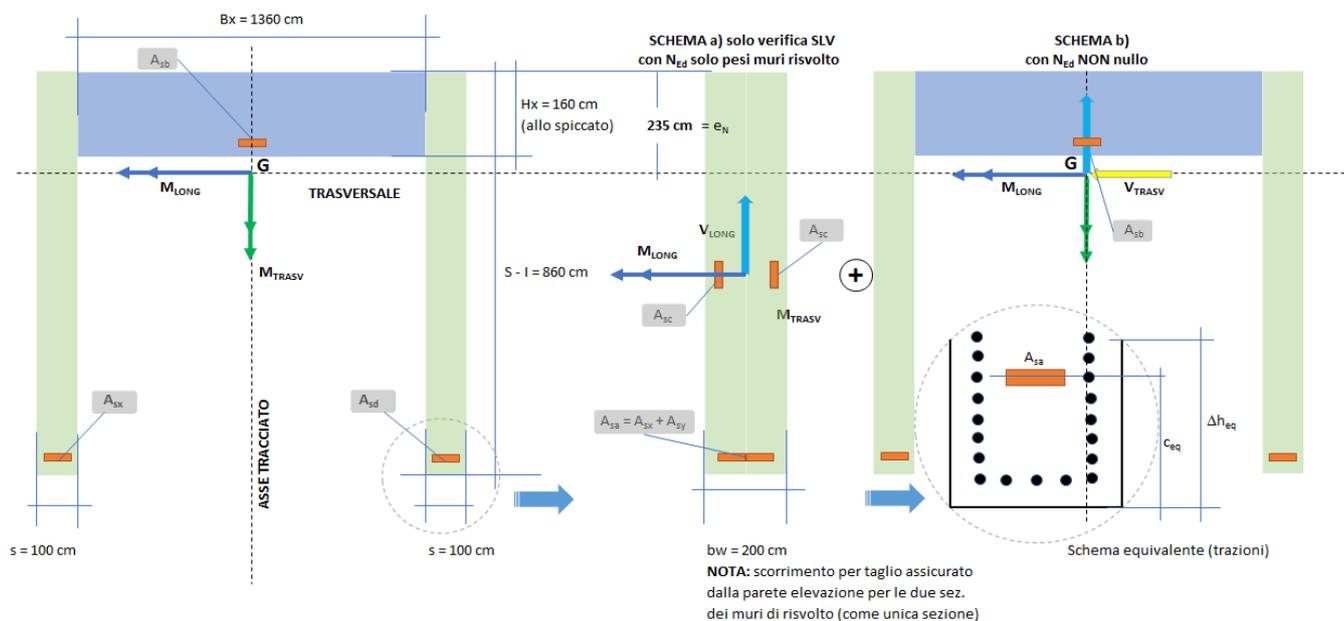


Figura 2 - Schemi resistenti adottati nella sezione allo spiccato con l'estradosso del plinto. Schema a): flessione semplice retta ipotizzate in presenza delle sole azioni assiali dei loro pesi e in assenza del contributo a schiacciamento della sezione della parete di elevazione (asse neutro che taglia in alto la parete: zona compressa trascurata, per semplicità e sicurezza): solo per verifica SLV. Schema b): pressoflessione deviata con azione assiale effettiva (dovuta prevalentemente agli scarichi dell'impalcato). Del contributo delle pareti di risvolto si lascia solo l'azione del peso (trascurando completamente la loro inerzia flessionale). Sollecitazioni di taglio assorbite in funzione della rigidità degli elementi costituenti la sezione complessiva a "C" resistente.

13.7.5 Sollecitazioni di calcolo assunte nelle sezioni allo spiccato (estradosso plinto)

Valutazione delle sollecitazioni massime tra combinazioni SLV e SLU

Si dà maggiore importanza agli effetti delle sollecitazioni sismiche. Verrà comunque verificato il caso di forza assiale minore, in concomitanza con il maggiore effetto delle azioni longitudinali, come combinazione di carico da considerare come determinante.

Minimo carico assiale di progetto: $N_{Ed,min} = \min(N_{Ed,sisma}, N_{Ed,SLU}) = 23733$ kN
 Combinazione con minimo carico assiale: "SLV"

Massimo momento longitudinale di progetto: $M_{Ed,max, LONG} = \max(M_{Ed,sisma, long}, M_{Ed,SLU, LONG}) = 57591$ kNm
 Combinazione con max momento longitudinale: $M_{Ed,sisma, long} M_{Ed,SLU, LONG}$ "SLV"

Sollecitazioni di progetto allo stato limite ultimo

Azione assiale (compressione): $N_{Ed,b} = 23733$ kN da comb. "SLV"
 Sollecitazione flettente azioni longitudinali: $M_{LONG} = 57591$ kNm da comb. "SLV"

progettazione ati:

Sollecitazione di taglio azioni longitudinali: $V_{LONG} = 15526$ kN da comb. "SLV"

Sollecitazione flettente azioni trasversali: $M_{TRASV} = 20845$ kNm da comb. "SLV"

Sollecitazione di taglio azioni trasversali: $V_{TRASV} = 5900$ kN da comb. "SLV"

Sollecitazioni SLE-rara (azione del vento a ponte carico come azione principale)

Azione assiale (compressione): $N_{Ed,rara} = N_{Ed,k,CLS} + N_{Ed,k,impalc} + \psi_{02} \times F_{k,Z,viaggianti} = 29778$ kN

Coefficienti per combinazione rara: $\psi_{0,viagg} = 0.75$ (frenatura, carichi viaggianti, NTC2018, tab. 5.1.VI, schema 1 (carico tandem)

$\psi_{0,temp} = 0.60$ (temperatura, NTC2018, tab. 5.1.VI)

Azione flettente per azioni longitudinali: $M_{Ed,long,rara} = \Delta M_{long,k} + M_{Ed,k,long,terre} + \psi_{0,viagg} \times (M_{3,long,k} + \Delta M_{long,viagg}) + \psi_{0,temp} \times M_{7,long,k} = 23642$ kNm

Azione flettente per azioni trasversali: $M_{Ed,trasv,rara} = M_{Ed,k,trasv,terre} + M_{6,trasv,k} = 10259$ kNm

Sollecitazioni SLE-frequente

Coefficienti per combinazione frequente: $\psi_{1,vento} = 0.2$ (vento, NTC2018, tab. 5.1.IV)

$\psi_{2,viagg} = 0.0$ (frenatura, carichi viaggianti, NTC2018, tab. 5.1.VI, schema 1 (carico tandem)

$\psi_{2,temp} = 0.50$ (temperatura, NTC2018, tab. 5.1.VI)

Azione assiale (compressione): $N_{Ed,freq} = N_{Ed,k,CLS} + N_{Ed,k,impalc} + \psi_{2,viagg} \times F_{k,Z,viaggianti} = 28203$ kN

Azione flettente per azioni longitudinali: $M_{Ed,long,freq} = \Delta M_{long,k} + M_{Ed,k,long,terre} + \psi_{2,viagg} \times (M_{3,long,k} + \Delta M_{long,viagg}) + \psi_{2,temp} \times M_{7,long,k} = 20705$ kNm

Azione flettente per azioni trasversali: $M_{Ed,trasv,freq} = M_{Ed,k,trasv,terre} + \psi_{1,vento} \times M_{6,trasv,k} = 9386$ kNm

Sollecitazioni SLE-quasi permanente

Coefficienti per combinazione quasi permanente: $\psi_{2,vento} = 0.0$ (vento, NTC2018, tab. 5.1.IV)

$\psi_{2,viagg} = 0.0$ (frenatura, carichi viaggianti, NTC2018, tab. 5.1.VI, schema 1 (carico tandem)

$\psi_{2,temp} = 0.50$ (temperatura, NTC2018, tab. 5.1.VI)

Azione assiale (compressione): $N_{Ed,qperm} = N_{Ed,k,CLS} + N_{Ed,k,impalc} + \psi_{2,viagg} \times F_{k,Z,viaggianti} = 28203$ kN

Azione flettente per azioni longitudinali: $M_{Ed,long,qperm} = \Delta M_{long,k} + M_{Ed,k,long,terre} + \psi_{2,viagg} \times (M_{3,long,k} + \Delta M_{long,viagg}) + \psi_{2,temp} \times M_{7,long,k} = 20705$ kNm

Azione flettente per azioni trasversali: $M_{Ed,trasv,qperm} = M_{Ed,k,trasv,terre} + \psi_{2,vento} \times M_{6,trasv,k} = 9167$ kNm

13.7.6 Sollecitazioni di calcolo e dimensioni assegnate alle sezioni resistenti

Si esegue la verifica della sezione resistente a "C" (sezione misurata allo spicco con l'estradosso del plinto) sottoposta a pressoflessione deviata e a taglio in entrambe le direzioni (trasversale e longitudinale). Per sicurezza, per dimensionare le armature longitudinali terminali degli speroni (che in condizioni sismiche, assieme ai pali, devono garantire il non ribaltamento del muro), si è utilizzato un ulteriore schema di calcolo che prevede l'entrata in carico (in condizioni di flessione retta) della sezione equivalente dei due speroni. Questa sezione equivalente viene chiamata quindi a bilanciare l'intera sollecitazione flettente longitudinale (generalmente maggiormente gravosa in condizioni sismiche), trascurando il contributo a schiacciamento

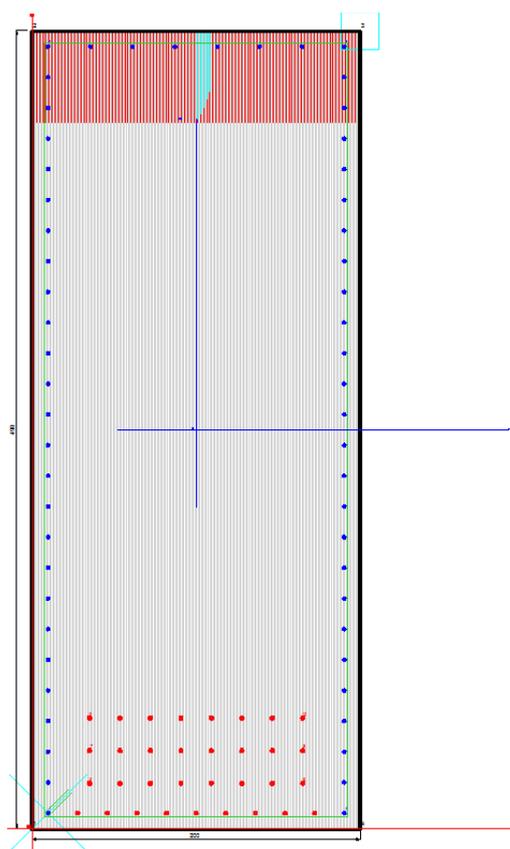
progettazione ati:

della zona della parete di elevazione dove sono collocati gli appoggi. Lo schema di verifica a) – introdotto per sicurezza – viene verificato per le sole combinazioni sismiche più gravose.

13.7.7 *Elemento resistente: schema a): sezione equivalente dei due speroni assieme (solo per verifica SLV)*

Larghezza sezione resistente inflessa: $b_{wa} = 200$ cm
 Altezza sezione resistente inflessa: $h_{wa} = 860$ cm
 Solo peso proprio muri di risvolto + orecchie: $N_{Mrisv,k} = 3786$ kN

Assiale ultimo: $N_{ASS} = \gamma_{G1,2} \times N_{Mrisv,k} = 5111$ kN
 Momento longitudinale ultimo: $M_{LONG} = 57591$ kNm
 Sollecitazione di taglio ultimo: $V_{LONG} = 15526$ kN



Dati generali | Dati sezione | Sforzi | Risultati | Staffe-Duttilità

sezione verificata

Tipo Combinazione	N.Comb.	C. Non Ver.
S.L.U. Comb. Ultimo (Calcolo Resistenza)	1	
S.L.E. Comb. Rare (Esercizio)	0	
S.L.E. Comb. Frequenti (Esercizio)	0	
S.L.E. Comb. Quasi Permanenti (Esercizio)	0	

Combinazione N° **1** **Combinazione verificata**

Resistenza Fless.Composta: Misura sic.=1.01 [OK se > 1.0]

Sforzi assegnati	Sforzi resistenti	Deform. un.
N = 5111.00 kN	N Res = 5110.71 kN	Def.max Cl
Mx = 57591.00 kNm	Mx Res = 57881.20 kNm	Def.min Cl
My = 0.00 kNm	My Res = 0.00 kNm	Def.max Fe
		Def.min Fe
	Curv. Max=0.000062476 1/cm	Asse Neutr
	As tot.= 396.7 cm²	coeff. a=0

Taglio (SLU): Misura sicurezza = 0.509 [OK se <= 1.0]

Sforzi Dati/Ultimi	Staffe di Comb.	Staffe Inviluppo
TAGLIO:	As St= 34.7cm²/k	Staffe: As St = 41.9 cm
Vy = 15526.00 kN	Diam.Staffe:Ø20	Diam.Staffe:Ø20 mm
VSdu = 15526.00 kN	Passo Staffe = 15	Passo Staffe = 15.0 cm
VRcd = 30507.47 kN		
VRwd = 18762.96 kN		
bw = 200.0 cm		
d = 480.3 cm		

Calcola e visualizza

Sezione con tensioni e deformazioni

Dominio Mx-My S.L.U.

Dominio N-Mx-My S.L.Ultimi

Figura 3 - Verifica SLV sezione resistente schema a): VERIFICATO - spiccato 58φ22 passo 20 cm + zona tesa infittita con layer interni per un totale di 33φ26 (armature evidenziate in rosso). Staffe ferri esterni chiusi φ20 passo 200 cm (2 bracci resistenti).

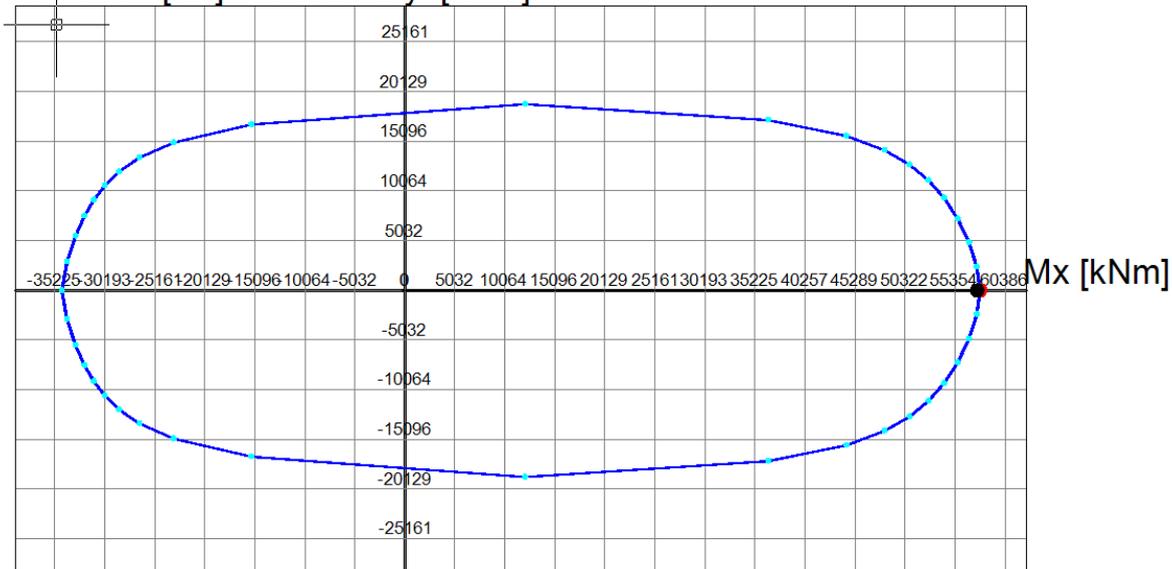
progettazione ati:

DOMINIO INTERAZIONE Mx-My (STATO LIMITE ULTIMO)

Nome Sezione: Sez_schema_A

Percorso File: C:\Users\mail neDrive\Desktop\LC_ALLA_Predim\SPICCATO PARETE ELEVAZIONE\Sez_schema_A.sez

$N = 5111$ [kN] = Cost. M_y [kNm]



Passo Momenti Mx, My griglia = 5032 kNm

Figura 4 - Dominio interazione sezione resistente schema a): VERIFICATO

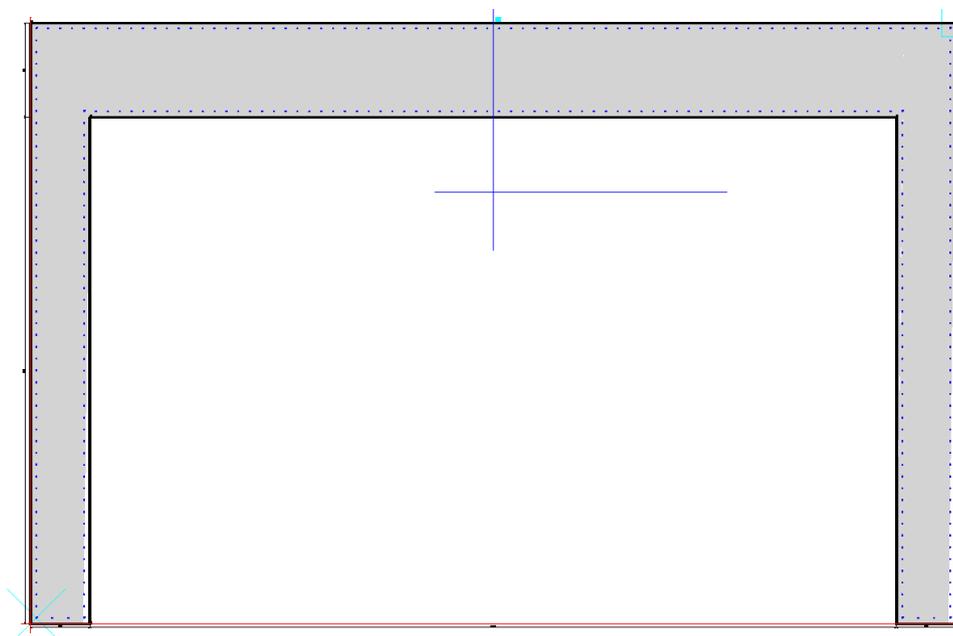
13.7.8 Elemento resistente: schema b) di sez. "C" (misurata allo spiccato)

Tipo di forma sezione:	a "C", misurata allo spiccato
Larghezza sezione resistente inflessa a "C":	$b_{wb} = 1360$ cm
Altezza sezione resistente inflessa a "C":	$h_{wb} = 860$ cm (pari alla lunghezza in pianta dei due speroni)
Azione assiale ultima (compressione):	$N_{Ed,b} = 23733$ kN
Momento longitudinale ultimo:	$M_{LONG} = 57591$ kNm
Momento trasversale ultimo:	$M_{TRASV} = 20845$ kNm
Taglio longitudinale ultimo:	$V_{LONG} = 15526$ kN
Sollecitazione di taglio ultima:	$V_{TRASV} = 5900$ kN
Assiale SLE-rara:	$N_{Ed,rara} = 29778$ kN
Momento longitudinale SLE-rara:	$M_{RA,b,long} = M_{Ed,long,rara} = 23642$ kNm
Momento trasversale SLE-rara:	$M_{RA,b,trasv} = M_{Ed,trasv,rara} = 10259$ kNm

progettazione ati:

Assiale SLE-frequente: $N_{Ed, freq} = 28203$ kN
 Momento longitudinale SLE-frequente: $M_{FR, b, long} = M_{Ed, long, freq} = 20705$ kNm
 Momento trasversale SLE-frequente: $M_{FR, b, trasv} = M_{Ed, trasv, freq} = 9386$ kNm

Assiale SLE-quasi permanente: $N_{Ed, qperm} = 28203$ kN
 Momento longitudinale SLE-quasi permanente: $M_{QP, b, long} = M_{Ed, long, qperm} = 20705$ kNm
 Momento trasversale SLE-quasi permanente: $M_{QP, b, trasv} = M_{Ed, trasv, qperm} = 9167$ kNm



Dati generali | Dati sezione | **Sforzi** | Risultati | Staffe-Duttilità

sezione verificata

Tipo Combinazione	N.Comb.	C. Non Ver.
S.L.E. Comb. Rare (Esercizio)	1	
S.L.E. Comb. Frequenti (Esercizio)	1	
S.L.E. Comb. Quasi Permanenti (Esercizio)	1	

Combinazione N° **1** Combinazione verificata

Resistenza Fless.Composta: Misura sic.=4.05 [OK se > 1.0]

Sforzi assegnati	Sforzi resistenti	Deform. un
N = 23733.00 kN	N Res = 23732.78 kN	Def max Cl
Mx = 27591.00 kNm	Mx Res = 235842.27 kNm	Def min Cl
My = 20845.00 kNm	My Res = 84236.72 kNm	Def max Fe
		Def min Fe
	Curv.Max=0.00068081 1/cm	Asse Neutr
	As tot= 1284.8 cm²	coeff. a=0

Taglio (S.L.U.): Misura sicurezza = 0.123 [OK se <= 1.0]

Sforzi Dati/Ultimi	Staffe di Comb.	Staffe Inviluppo
TAGLIO:	As St= 28.5cm²/r	Staffe: As St = 62.8 cm
Vy = 15626.00 kN	Diam.Staffe Ø20	Diam.Staffe Ø20 mm
Vx = 6900.00 kN	Passo Staffe = 1C	Passo Staffe = 10.0 cm
VSdu = 15699.01 kN		
VRcd = 126327.13 kN		
VRwd = 34349.62 kN		
bw = 677.1 cm		

Calcola e visualizza

Sezione con tensioni e deformazioni

Dominio Mx-My S.L.U.

Dominio N-Mx-My S.L.U/ltimi

Figura 5 - Verifica resistenza sezione schema b): VERIFICATO – allo spiccato 338φ22 – passo 20 cm

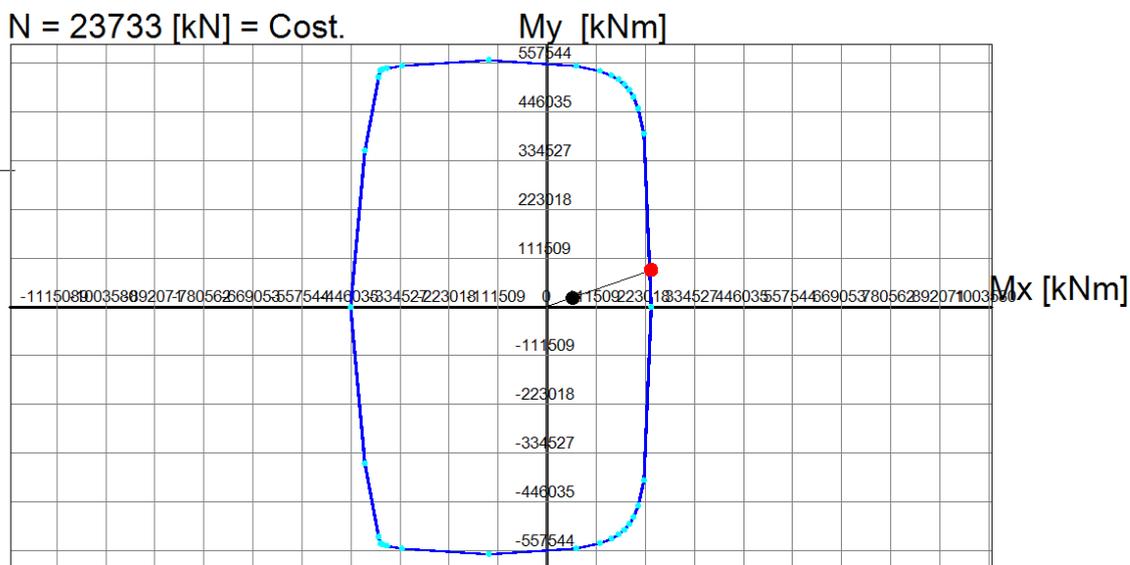
progettazione ati:

DOMINIO INTERAZIONE Mx-My (STATO LIMITE ULTIMO)

Nome Sezione: Verifica_Sezione_C

Percorso File: C:\Users\mail neDrive\Desktop LC_ALLA_Predim\SPICCATO PARETE ELEVAZIONE\Verifica_Sezione_C.sez

N = 23733 [kN] = Cost.



Passo Momenti Mx, My griglia = 111509 kNm

Figura 6 - Dominio di interazione stato limite ultimo: VERIFICATO

progettazione ati:

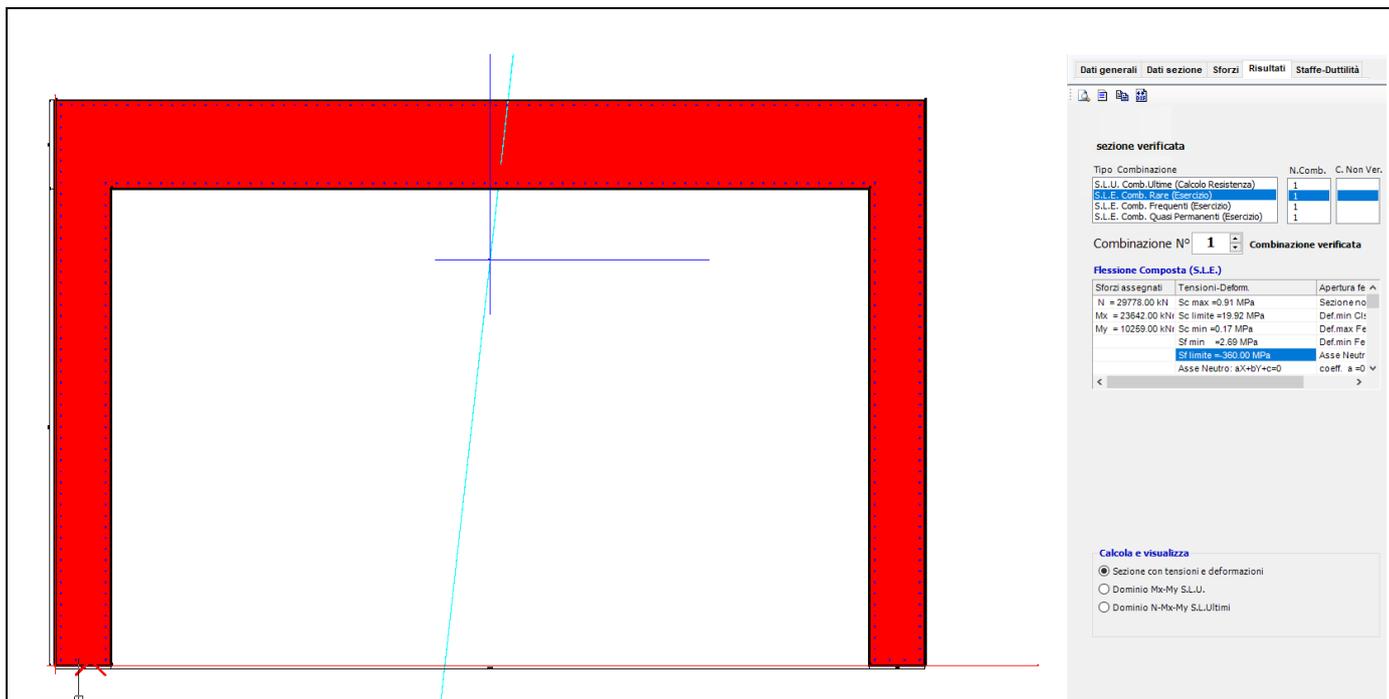


Figura 7 - Verifica SLE più gravosa: tensioni sotto i limiti, sezione non fessurata: VERIFICATO

progettazione ati:

14 VERIFICHE STRUTTURALI PILE 1 E 2

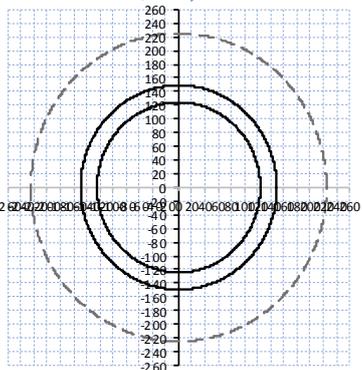
14.1 Premessa

Di seguito, le verifiche degli elementi strutturali delle opere in oggetto. Verranno considerate le combinazioni di carico maggiormente significative e, tra queste, quelle che incidono maggiormente in termini di resistenza allo stato limite ultimo e di esercizio.

14.2 Verifica palificata

Numero complessivo di pali	N = 56
Tipologia pali	mediopali $\phi 450$
Coefficiente unitario momento-taglio testa pali	$r_t = 1.52$ (da analisi geotecnica, vedere relazione di riferimento)

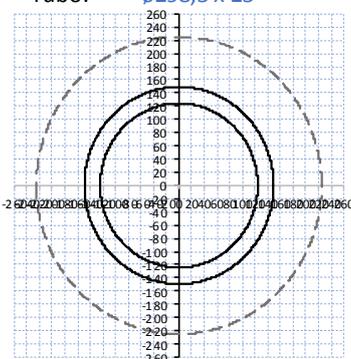
Verifica – SLV

VERIFICA MICROPALO							
Materiale							
Acciaio	S355		Tipo di acciaio				
f_{yk}	355	N/mm ²	Tensione di snervamento				
f_{tk}	510	N/mm ²	Tensione di rottura				
γ_{M0}	1.05	-	Coefficiente parziale di scurezza				
f_{yd}	338.10	N/mm ²	Tensione di snervamento di progetto				
Caratteristiche Sezione							
Tubo: $\phi 298,5 \times 25$							
				D_e	298.5	mm	Diametro Esterno Tubo
				s_p	25	mm	Spessore Tubo
				D_i	248.5	mm	Diametro Interno tubo
				R_e	149.25	mm	Raggio esterno tubo
				R_i	124.25	mm	Raggio interno tubo
				A	215	cm ²	Area tubo
				W_{el}	1357	cm ³	Modulo elastico di resistenza a flessione
				$D_{micropalo}$	450	mm	Diametro Micropalo
VERIFICA SEZIONE							
Verifica Sezione con Azione assiale (compressione), Momento Flettente e Taglio Massimo							
N_{ed} [kN]	M_{ed} [kNm]	V_{ed} [kN]	σ [Mpa]	τ [Mpa]	σ_{VM} [Mpa]	F.S. [-]	CHECK
1840.2	256.70	168.9	274.76	15.71	276.10	0.82	$\sigma_{VM} < f_{yd}$ Verifica Soddisfatta

1.52 valore parametro $r_t = M_{ed} / V_{ed}$

progettazione ati:

Verifica - SLU

VERIFICA MICROPALO							
Materiale							
Acciaio	S355		Tipo di acciaio				
f_{yk}	355	N/mm^2	Tensione di snervamento				
f_{tk}	510	N/mm^2	Tensione di rottura				
γ_{M0}	1.05	-	Coefficiente parziale di scurezza				
f_{yd}	338.10	N/mm^2	Tensione di snervamento di progetto				
Caratteristiche Sezione							
Tubo: $\varnothing 298,5 \times 25$							
				D_e	298.5	mm	Diametro Esterno Tubo
				s_p	25	mm	Spessore Tubo
				D_i	248.5	mm	Diametro Interno tubo
				R_e	149.25	mm	Raggio esterno tubo
				R_i	124.25	mm	Raggio interno tubo
				A	215	cm^2	Area tubo
				W_{el}	1357	cm^3	Modulo elastico di resistenza a flessione
				$D_{micropalo}$	450	mm	Diametro Micropalo
VERIFICA SEZIONE							
Verifica Sezione con Azione assiale (compressione), Momento Flettente e Taglio Massimo							
N_{ed} [kN]	M_{ed} [kNm]	V_{ed} [kN]	σ [Mpa]	τ [Mpa]	σ_{VM} [Mpa]	F.S. [-]	CHECK
1708.5	61.70	40.6	124.93	3.78	125.10	0.37	$\sigma_{VM} < f_{yd}$ Verifica Soddisfatta

1.52 valore parametro $r_t = M_{ed} / V_{ed}$

progettazione ati:

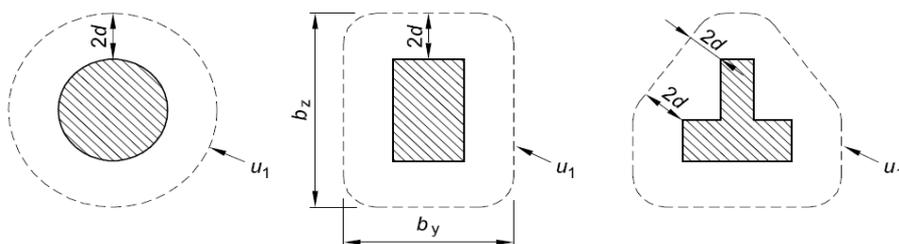
14.3 Verifica platea a punzonamento su palo

14.3.1 Modello di calcolo adottato

Si considera un'impronta di carico pari ad una sezione quadrata equivalente all'area del palo di estremità che risulta maggiormente sollecitato a compressione e a taglio. Quale struttura punzonata è stata assunta la fondazione base del plinto su cui è innestata la palificata della spalla/pila. Il palo maggiormente sollecitato viene quindi assunto quale pilastro punzonante e il plinto di fondazione su pali quale soletta punzonata. Per semplicità e sicurezza, nella risultante complessiva dell'azione di punzonamento verrà trascurato il contributo del peso di volume di terreno imbarcato, considerando di fatto solo le sollecitazioni dei pali. La situazione più sfavorevole è relativa alla fila interna di pali (due pali d'angolo).

14.3.2 Colonna rettangolare interna (palo equivalente) con carico eccentrico rispetto a uno degli assi

Diametro palo scelto:	$\phi = 450$ mm
Lato pilastro equivalente al palo (sez. quadrata):	$l_{eq} = 0.5 \times \phi \times \sqrt{\pi} = 398.8$ mm
Dimensione colonna parallela eccentricità carico:	$c_1 = l_{eq} = 399$ mm
Dim. colonna perpendicolare eccentricità carico:	$c_2 = l_{eq} = 399$ mm
Altezza utile (media) su armature tese:	$d = 1900$ mm
Momento di progetto in testa al palo:	$M_{Ed} = 258.0$ kNm (dovuto all'azione di taglio in testa, $r_t = 1.56$)
Forza di progetto assiale punzonante:	$V_{Ed} = 1657.4$ kN (max carico assiale palo, SLV_03b con N_{max})
Perimetro di controllo di base:	$u_1 = c_1 \times 2 + c_2 \times 2 + 4 \times \pi \times d = 25471$ mm (vedere schema in basso)
Fattore di distribuzione del taglio punzonante:	$W_1 = c_1^2/2 + c_1 \times c_2 + 4 \times c_2 \times d + 16 \times d^2 + 2 \times \pi \times d \times c_1 = 65790381$ mm ²
Coeff. di sbilancio momento (EC2, Tabella 6.1):	$k = 0.60$
Fattore di eccentricità (EC2, eq. 6.39):	$\beta = 1 + (k \times M_{Ed} / V_{Ed}) \times (u_1 / W_1) = 1.04$



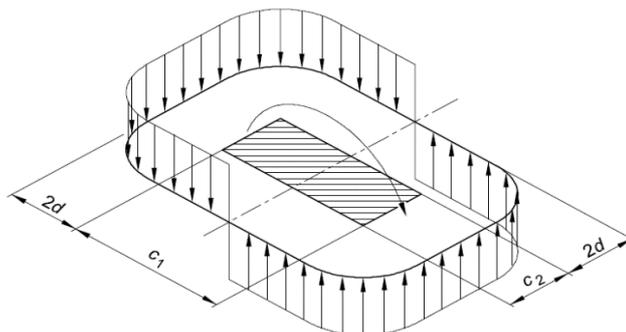
14.3.3 Resistenza a punzonamento a filo palo/pilastro equivalente

Resistenza caratteristica a compressione:	$f_{ck} = 25$ N/mm ²
Fattore parziale resistenza calcestruzzo:	$\gamma_c = 1.50$
larghezza della colonna (equivalente) in dir. y:	$b_y = c_1 = 399$ mm
larghezza della colonna (equivalente) in dir. z:	$b_z = c_2 = 399$ mm
Altezza utile (media) effettiva del plinto:	$d = 1900$ mm
Fattore di eccentricità:	$\beta = 1.04$
Tipo colonna: "interno", di "bordo", di "angolo":	$C_{type} = \text{"angolo"}$
"Offset" da bordo (0 se colonna interna):	$x = 600$ mm

progettazione ati:

Perimetro del palo/pilastro equivalente:	$u_{0str} = \text{"min (3 \times d, b_y + b_z)"}$ $u_0 = 798 \text{ mm}$
Tensione di progetto di punzonamento (eq. 6.38):	$v_{Ed} = \beta \times V_{Ed} / (u_0 \times d) = 1.133 \text{ N/mm}^2$
Fattore riduttivo di resistenza – cl.6.5.2(2):	$v' = [1 - f_{ck} / 250 \text{ N/mm}^2] = 0.90$
Massima resistenza tensione di punzonamento:	$v_{Rd,max} = 0.5 \times v \times f_{cd} = 4.97 \text{ N/mm}^2$

OK - La tensione di progetto a punzonamento a filo pilastro/palo è minore della tensione resistente di punzonamento



14.3.4 Resistenza a punzonamento in assenza di apposite armature a distanza 2d

Area dell'acciaio teso in direzione y:	$A_{sly} = 2454 \text{ mm}^2/\text{m}$
Area dell'acciaio teso in direzione z:	$A_{slz} = 2454 \text{ mm}^2/\text{m}$
Distanza di controllo da filo pilastro:	$2 \times d = 3800 \text{ mm}$
Perimetro di controllo di base a distanza 2d:	$u_1 = \text{"}b_y + b_z + \pi \times d / 2\text{"}$ $u_1 = 3782 \text{ mm}$
Tensione di progetto a punzonamento (eq. 6.38):	$v_{Ed} = \beta \times V_{Ed} / (u_1 \times d) = 0.239 \text{ N/mm}^2$
Rapporto di armatura in dir. y sull'altezza utile:	$\rho_{ly} = A_{sly} / d = 0.001$
Rapporto di armatura in dir. z sull'altezza utile:	$\rho_{lz} = A_{slz} / d = 0.001$
Tasso effettivo di armatura a trazione:	$\rho_l = \min(\sqrt{[\rho_{ly} \times \rho_{lz}]}, 0.02) = 0.001$
Tensione nel conglomerato:	$C_{Rd,c} = 0.18 \text{ N/mm}^2 / \gamma_c = 0.120 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente k:	$k = \min(1 + \sqrt{[200 \text{ mm} / d]}, 2) = 1.324$
Valore minimo della tensione di taglio (eq. 6.3N):	$v_{min} = 0.035 \text{ N/mm}^2 \times k^{1.5} \times \sqrt{[f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2]} = 0.282 \text{ N/mm}^2$
Tensione resistente senza armature (eq. 6.47):	$v_{Rd,c} = \max(v_{min}, C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2)^{1/3}) = 0.282 \text{ N/mm}^2$

OK - La tensione di progetto a punzonamento è minore della resistenza a punzonamento

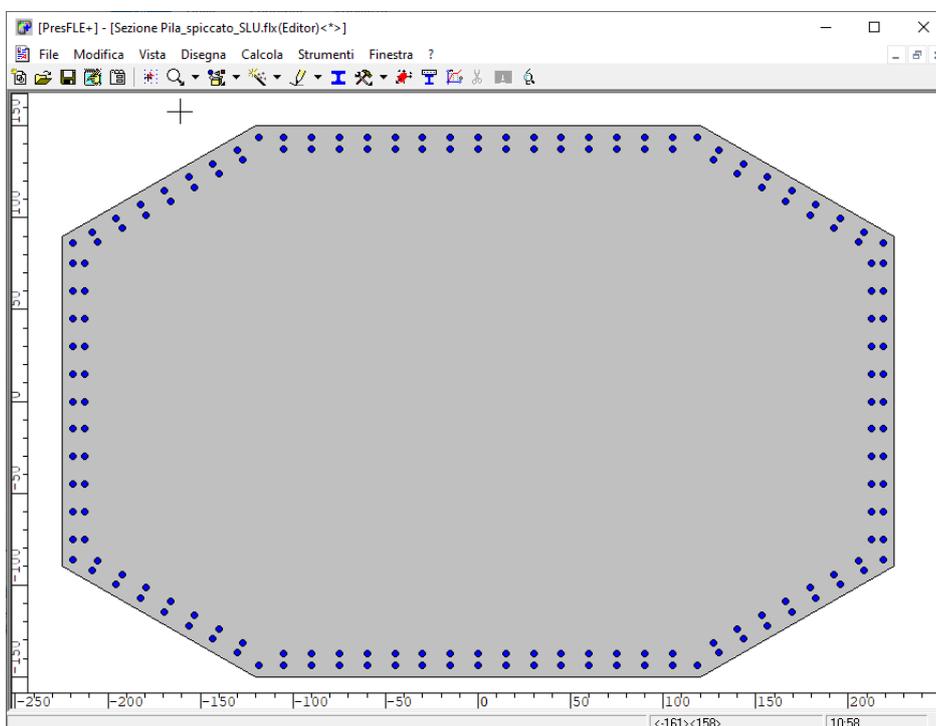
progettazione ati:

14.4 Verifiche a pressoflessione su sezione pila allo spiccato

Per le verifiche si devono rispettare i seguenti limiti (che, per il caso in oggetto, sono le seguenti):

Limite max aperture fessure per comb. QP:	$W_{k,max_QP} = 0.20$ mm (NTC2018, eq. 4.1.2.2.4)
Limite max aperture fessure per comb. FR:	$W_{k,max_FR} = 0.30$ mm (NTC2018, eq. 4.1.2.2.4)
Resistenza a compressione cls (comb. rara):	$\sigma_{c,rara} = 0.60 \times f_{ck} = 19.20$ N/mm ² (NTC2018, eq. 4.1.15)
Resistenza a compressione cls (comb. quasi perm.):	$\sigma_{c,Qperm} = 0.45 \times f_{ck} = 14.40$ N/mm ² (NTC2018, eq. 4.1.16)
Massima tensione dell'acciaio (comb. rara):	$\sigma_{s,max} = 0.8 \times f_{yk} = 360.0$ N/mm ² (NTC2018, eq. 4.1.17).

La sezione della pila allo spiccato (fusto a sezione costante lungo tutta l'altezza) è stata armata con 88×2 ferri $\phi 32$ (acciaio B450C, su doppio strato) passo 150 mm. Di seguito la sezione della pila (dettagli nelle tavole grafiche allegate):



Allo spiccato della pila, nel suo baricentro, si hanno le seguenti sollecitazioni:

SLU_04

Assiale compressione:	$N_{Ed} = 51488$ kN; (compressione)
Momento longitudinale:	$M_{Ed,X} = 10838$ kNm; (asse inflessione perpendicolare asse tracciato)
Momento trasversale:	$M_{Ed,Y} = 84636$ kNm; (asse inflessione parallelo asse tracciato)
Taglio vettoriale:	$H_{Ed} = 2273$ kN

progettazione ati:

SLV_03 (N_{max})

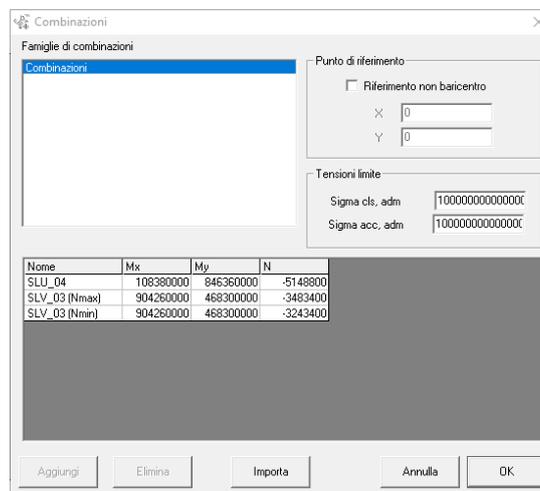
Assiale compressione: $N_{Ed} = 34834$ kN; (compressione)
 Momento longitudinale: $M_{Ed,X} = 90426$ kNm; (asse inflessione perpendicolare asse tracciato)
 Momento trasversale: $M_{Ed,Y} = 46830$ kNm; (asse inflessione parallelo asse tracciato)
 Taglio vettoriale: $H_{Ed} = 9264$ kN

SLV_03 (N_{min})

Assiale compressione: $N_{Ed} = 32434$ kN; (compressione)
 Momento longitudinale: $M_{Ed,X} = 90426$ kNm; (asse inflessione perpendicolare asse tracciato)
 Momento trasversale: $M_{Ed,Y} = 46830$ kNm; (asse inflessione parallelo asse tracciato)
 Taglio vettoriale: $H_{Ed} = 9265$ kN

14.4.1 Combinazioni di carico considerate SLU

Le compressioni sono indicate con segno meno. Le azioni sono espresse in daN e daNcm.



The screenshot shows a software window titled 'Combinazioni'. It contains a table with the following data:

Nome	Mx	My	N
SLU_04	108380000	846360000	-5148800
SLV_03 (Nmax)	904260000	468300000	-3483400
SLV_03 (Nmin)	904260000	468300000	-3243400

Additional parameters shown in the window include 'Punto di riferimento' (X=0, Y=0) and 'Tensioni limite' (Sigma cls, adm = 100000000000000, Sigma acc, adm = 100000000000000).

SLU/SLV

Combinazioni

Famiglie di combinazioni

Combinazioni

Punto di riferimento

Riferimento non baicentro

X 0

Y 0

Tensioni limite

Sigma cls, adm 100000000000000

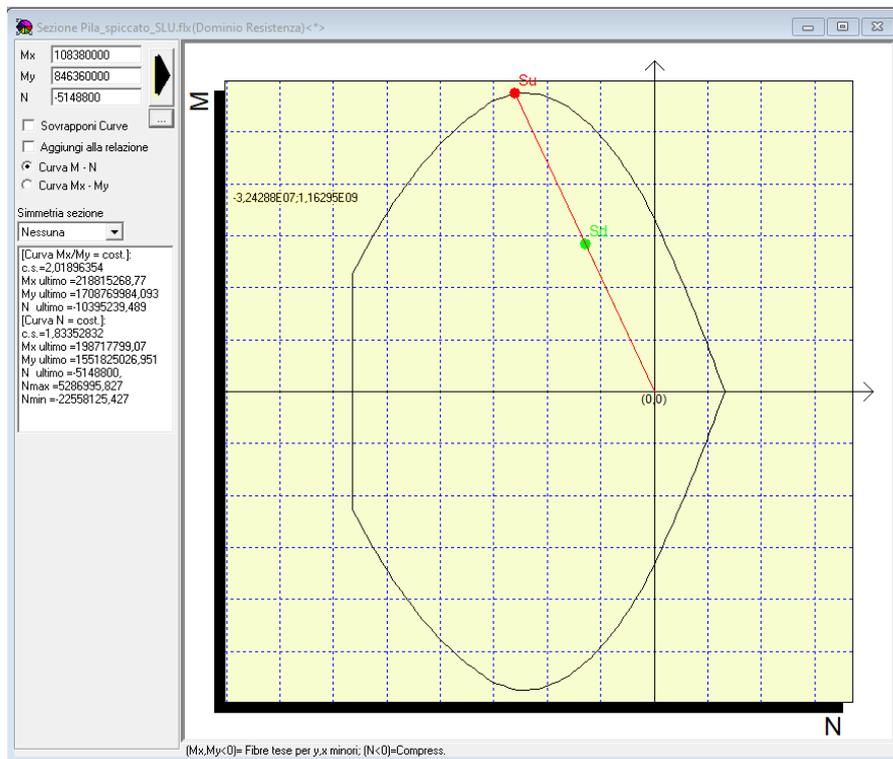
Sigma acc, adm 100000000000000

Nome	Mx	My	N
SLE-rara	72250000	593160000	-3818400
SLE-frequente	72250000	575240000	-3818400
SLE-quasi permanenti	0	593160000	-3818400

Aggiungi Elimina Importa Annulla OK

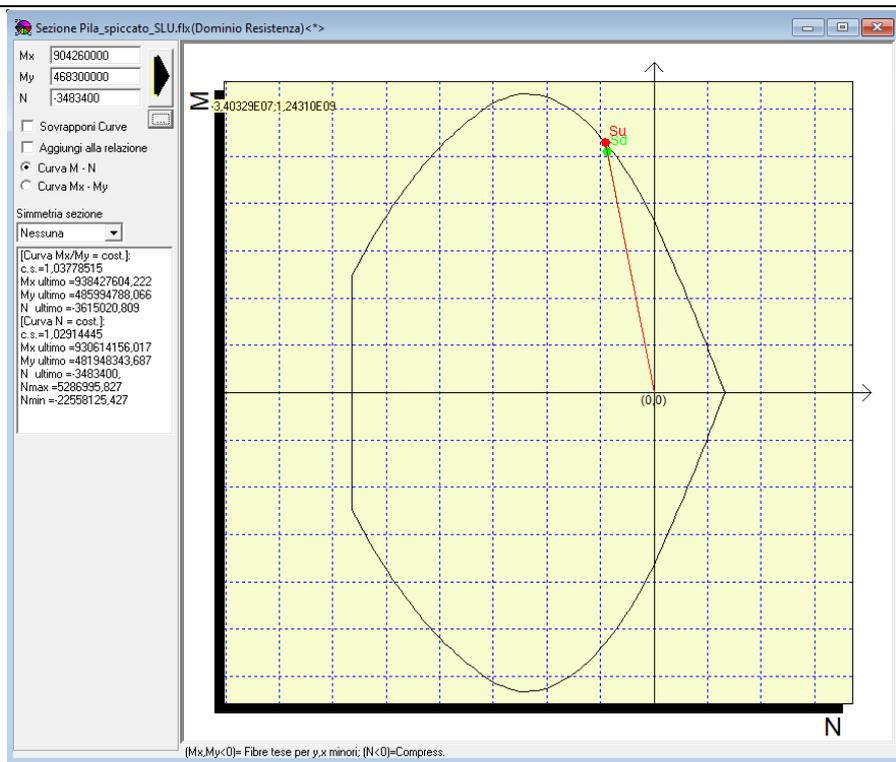
SLE

14.4.2 Esito verifiche allo stato limite ultimo

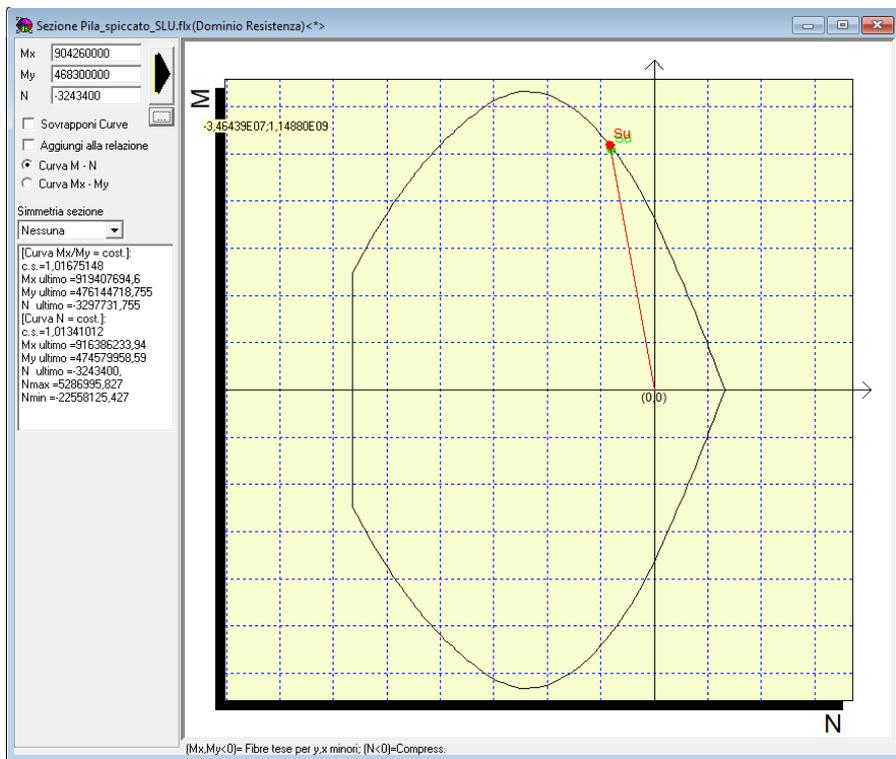


VERIFICATO

progettazione ati:



VERIFICATO



VERIFICATO

progettazione ati:

14.4.3 Esito verifiche allo stato limite di esercizio

Si hanno le seguenti combinazioni di riferimento (magiormente indicative):

SLE-rara

Assiale compressione:

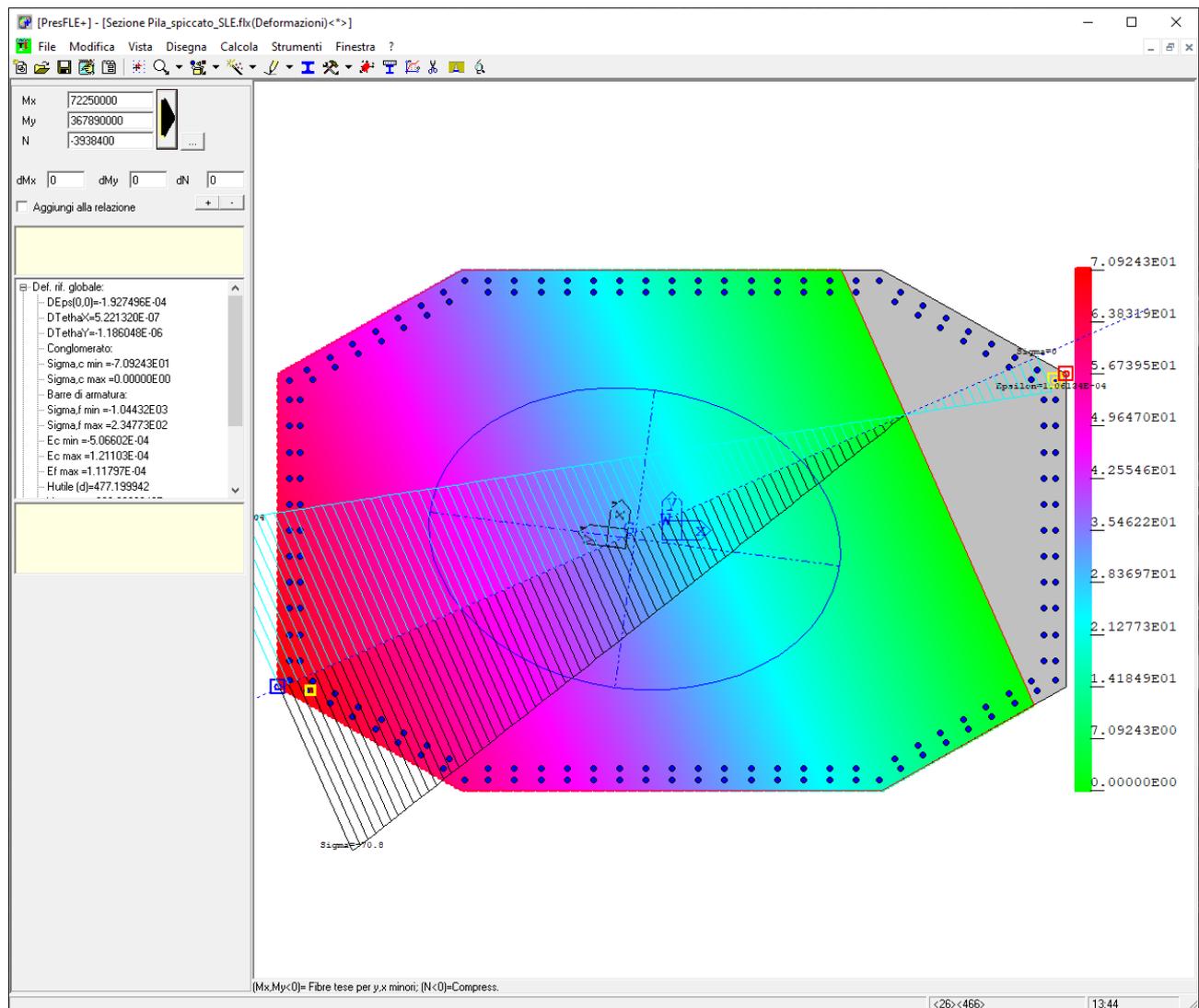
$N_{Ed} = 39384$ kN; (compressione)

Momento longitudinale:

$M_{Ed,X} = 7225$ kNm; (asse inflessione perpendicolare asse tracciato)

Momento trasversale:

$M_{Ed,Y} = 36789$ kNm; (asse inflessione parallelo asse tracciato)



Massima tensione nel cls compresso:

$$\sigma_{c,RA} = 7.09 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{c,rara} = 0.60 \times f_{ck} = 19.20 \text{ N/mm}^2$$

(NTC2018, eq. 4.1.15) - **VERIFICATO**

Massima tensione nelle armature:

$$\sigma_{s,RA} = 23.48 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{s,max} = 0.8 \times f_{yk} = 360.0 \text{ N/mm}^2$$

(NTC2018, eq. 4.1.17) - **VERIFICATO**

progettazione ati:

SLE-frequente

Assiale compressione:

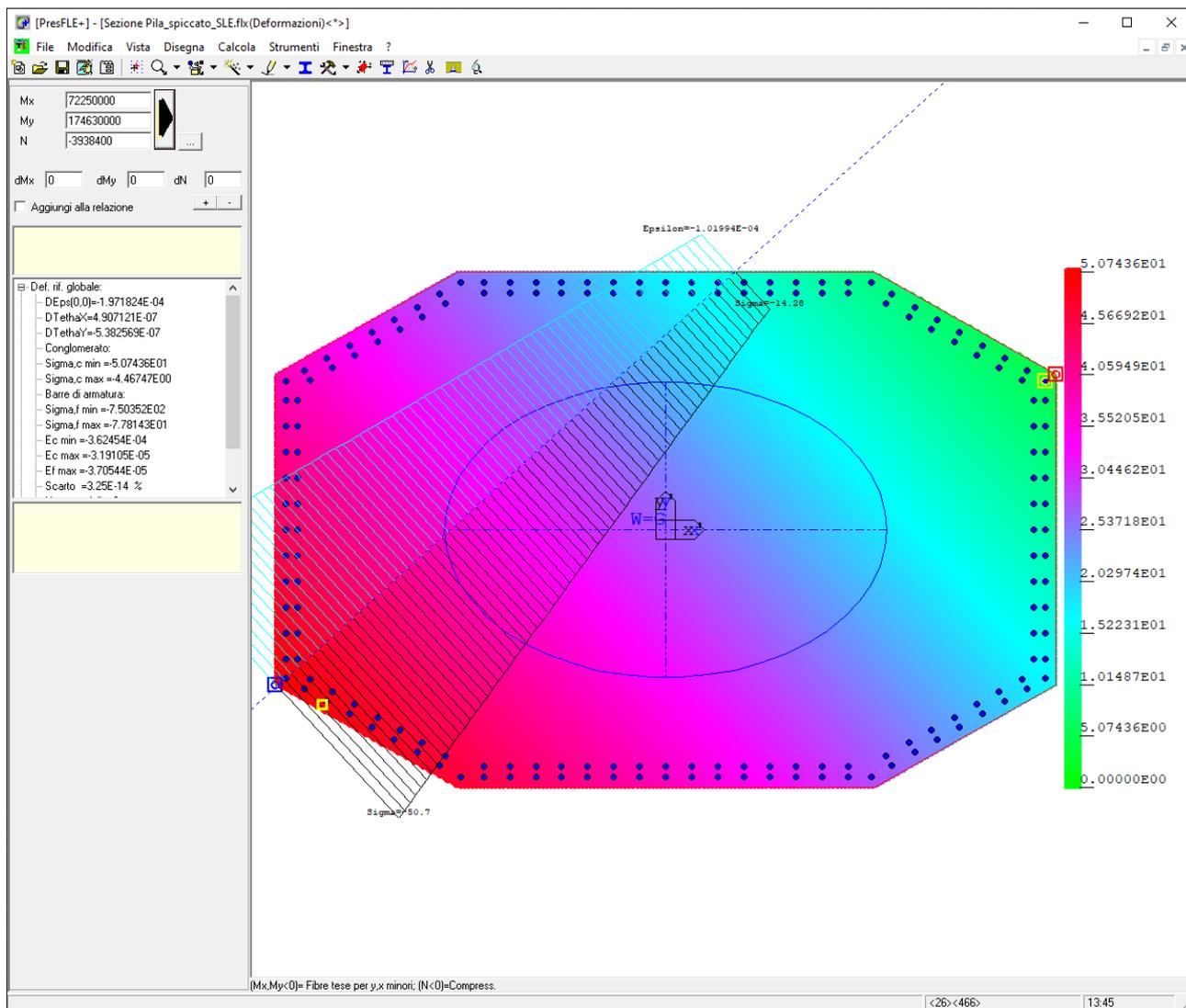
$N_{Ed} = 39384$ kN; (compressione)

Momento longitudinale:

$M_{Ed,X} = 7225$ kNm; (asse inflessione perpendicolare asse tracciato)

Momento trasversale:

$M_{Ed,Y} = 17463$ kNm; (asse inflessione parallelo asse tracciato)



Combinazione frequente, sezione non fessurata - VERIFICATO

progettazione ati:

14.5 Verifica a taglio sezione spiccato pila

Si assimila la sezione della pila allo spiccato a una sezione rettangolare equivalente (semplificata in sicurezza). In particolare si assume una larghezza pari alla larghezza massima della pila ($b_w = 450$ cm) e un'altezza media pari a al tratto di altezza costante $H = 180$ cm. Come armatura reagente a taglio si considera solo quella tesa compresa nel tratto teso di condizione di flessione retta ($A_{sl} = 30 \times 2 \phi 22 = 48200$ mm²).

Resistenza sezione al taglio in assenza di apposite armature di cucitura (EC2 p.to 6.2.2, NTC2018 p.to 4.1.2.3.5.1)

Minima larghezza della sezione a taglio:	$b_w = 4500$ mm
Altezza effettiva della sezione (a flessione):	$h = 1800$ mm
Altezza utile della sezione a taglio:	$d = 1700$ mm
Resistenza caratteristica del cls:	$f_{ck} = 32$ N/mm ²
Coefficiente parziale di sicurezza cls:	$\gamma_c = 1.50$ (NTC2018, eq. 4.1.3)
Coefficiente di applicazione dei carichi:	$\alpha_{cc} = 0.85$ (NTC2018, eq. 4.1.3)
Resistenza di progetto a compressione:	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 18.1$ N/mm ² (EC2 eq.3.15, NTC2018)
Area dell'armatura longitudinale tesa che si estende di almeno $l_{bd} + d$ oltre la sezione considerata per la verifica a taglio:	$A_{sl} = 48200$ mm ²
Valore del taglio di progetto (SLU/SLV)	$V_{Ed} = 9265.0$ kN
Braccio di leva a flessione:	$z = 0.9 \times d = 1530$ mm
Tensione di taglio di progetto (SLU/SLV):	$v_{Ed} = V_{Ed} / (z \times b_w) = 1.3$ N/mm ²
Tasso geometrico armature longitudinali a trazione:	$\rho_l = \min(A_{sl} / (b_w \times d), 0.02) = 0.006$
Tensione nel conglomerato:	$C_{Rd,c} = 0.18$ N/mm ² / $\gamma_c = 0.120$ N/mm ² $k = \min(1 + (200 \text{ mm} / d)^{0.5}, 2) = 1.343$ (NTC2018, p.to 4.1.2.3.5.1)
Resistenza ultima a taglio (EC2 eq.6.2.a):	$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2)^{(1/3)} \times b_w \times d = 3355.5$ kN
Tensione minima di taglio:	$v_{min} = 0.035$ N/mm ² $\times k^{1.5} \times (f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2)^{0.5} = 0.3$ N/mm ²
Forza assiale nella sezione, per effetto delle precompressione:	$N_{Ed} = 34800$ kN
Area della sezione trasversale in cls:	$A_c = b_w \times h = 8100000$ mm ²
Tensione sulla sezione per azione assiale:	$\sigma_{cp} = \min(N_{Ed} / A_c, 0.2 \times f_{cd}) = 3.63$ N/mm ² $k_1 = 0.15$ (NTC2018, eq. 4.1.23)
Resistenza a taglio minima (EC2 eq.6.2.b):	$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 6518.9$ kN
Per la sezione in oggetto risulta quindi:	$V_{Rd} = \max(V_{Rd,c}, V_{Rd,c,min}) = 6519$ kN (NTC2018, eq. 4.1.23) $V_{Ed} / V_{Rd} = 1.421 > 1$

Necessarie apposite armature di cucitura a taglio

Area dell'armatura di cucitura al taglio da prevedere (EC2 p.to 6.2.3(4), NTC2018 p.to 4.1.2.3.5.2)

Tensione di snervamento delle armature a taglio:	$f_{yk} = 450$ N/mm ²
Fattore parziale di sicurezza acciaio:	$\gamma_s = 1.15$ (NTC2018 p.to 4.1.2.1.1.3)
Tensione di progetto degli acciai a taglio:	$f_{ywd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.3$ N/mm ² (NTC2018 eq. 4.1.5)
Angolo di inclinazione della armature a taglio rispetto all'asse longitudinale dell'elemento a verifica:	

progettazione ati:

$$\alpha = 90.0 \text{ deg}$$

Fattore di riduzione (EC2 p.to 6.2.3(3), NTC2018): $v_1 = 0.6 \times (1 - (f_{ck} / 250 \text{ N/mm}^2)) = 0.5$

Coefficiente d'interazione assiale: $\alpha_{cw} = 1.00$ (EC2 p.to 6.2.3(3))

Inclinazione della biella convezionale compressa: $\theta = \max(0.5 \times A_{sin}(2 \times v_{Ed} / (\alpha_{cw} \times f_{cd} \times v_1)), 21.8 \text{ deg}) = 21.8 \text{ deg}$

Area dell'armatura a taglio richiesta (EC2 eq. 6.13): $A_{sw,req} = v_{Ed} \times b_w / (f_{ywd} \times (\cot(\theta) + \cot(\alpha)) \times \sin(\alpha)) = 6190 \text{ mm}^2/\text{m}$

Area minima e aree di cucitura da disporre a taglio (EC2 eqq. 9.4-9.5N)

$$A_{sw,min} = 0.08 \text{ N/mm}^2 \times (f_{ck}/1 \text{ N/mm}^2)^{0.5} / f_{ywk} \times b_w \times \sin(\alpha) = 4525 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Area dell'armatura a taglio (min) da disporre: $A_{sw} = \max(A_{sw,req}, A_{sw,min}) = 6190 \text{ mm}^2/\text{m}$

Max passo longitudinale insiemi di staffe: $s_{l,max,p} = 0.75 \times d \times (1 + \cot(\alpha)) = 1275 \text{ mm}$ (EC2, eq. 9.9 – piastre)

Max passo longitudinale ferri piegati: $s_{l,max,p} = d = 1700 \text{ mm}$ (EC2, eq. 9.10 – piastre)

Max distanza trasversale armature taglio: $s_{t,max,p} = 1.5 \times d = 2550 \text{ mm}$ (EC2, p.to 9.3.2(5) – piastre).

Max passo longitudinale armature a taglio: $s_{l,max} = 0.75 \times d \times (1 + \cot(\alpha)) = 1275 \text{ mm}$ (EC2, eq. 9.6N – travi)

Max distanza trasversale bracci armature taglio: $s_{t,max} = \min(0.75 \times d, 600 \text{ mm}) = 600 \text{ mm}$ (EC2, eq. 9.8N – travi)

progettazione ati:

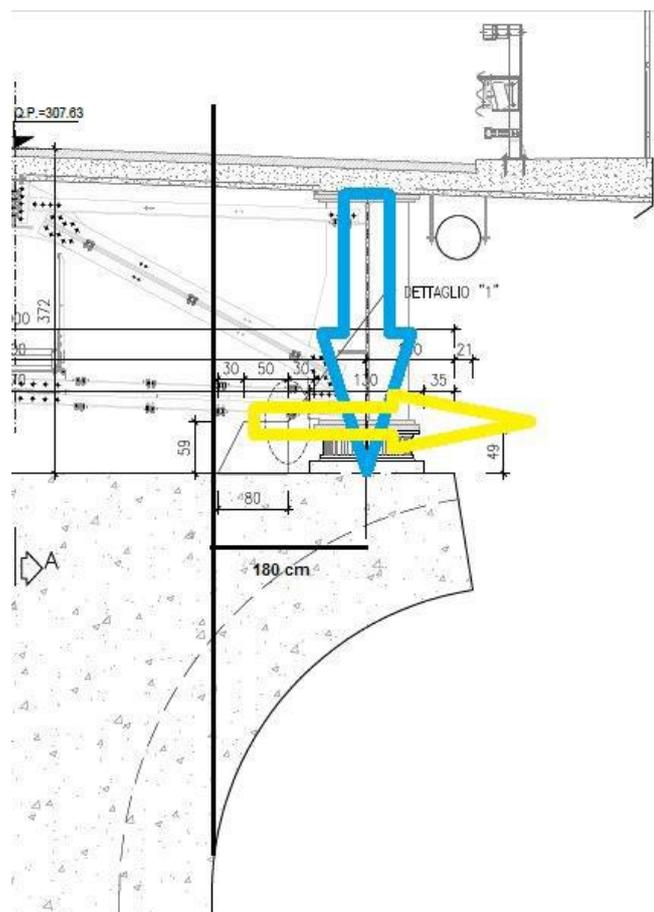
14.6 Verifiche a sbalzo mensola tozza : verifica armatura pulvino

14.6.1 Modello di calcolo adottato

Il modello di calcolo adottato è quello di mensola tozza. La larghezza della biella convenzionale di calcestruzzo compresso è assunto pari alla larghezza del pulvino (costante, lungo la direzione parallela all'asse del tracciato).

14.6.2 Geometria dello sbalzo del pulvino

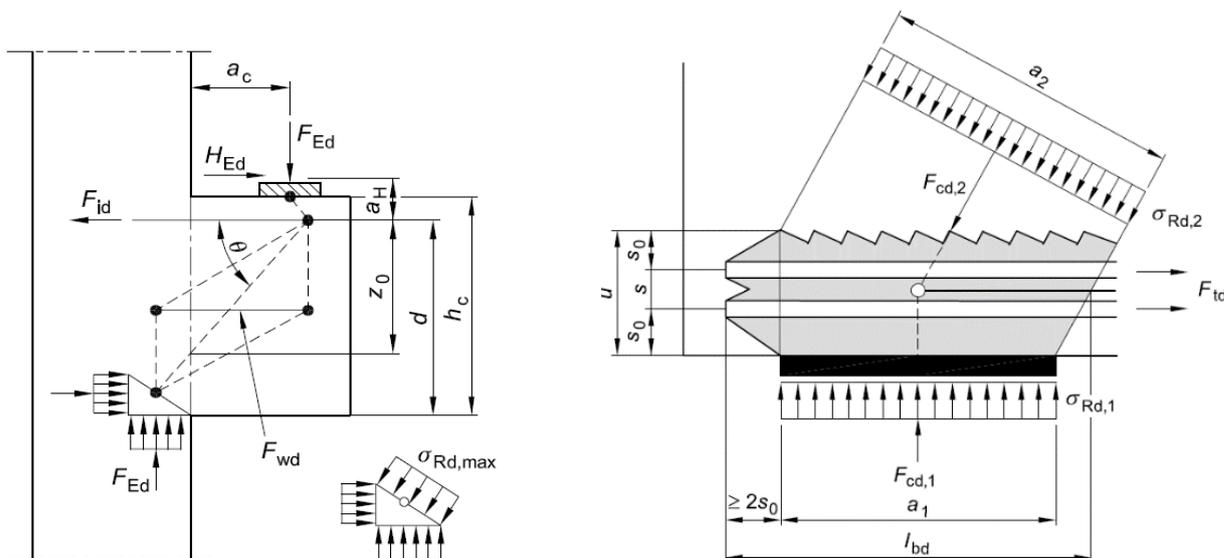
Ampiezza sbalzo da filo fusto elevazione:	$a = 1800$ mm
Ampiezza mensola tozza (costante):	$b = 3000$ mm
Larghezza biella convenzionale compressa:	$b_w = b = 3000$ mm
Altezza (costante) di riferimento assunta:	$h_c = 3500$ mm



progettazione ati:

14.6.3 Schemi e modelli di calcolo secondo NTC2018 e UNI EN 1992-1-1:2005

Schemi di calcolo indicati nel corpo degli Eurocodici, presi in considerazione nel modello di calcolo adottato nella presente relazione di calcolo.



14.6.4 Caratteristiche del materiale calcestruzzo

Resistenza caratteristica a compressione:	$f_{ck} = 32 \text{ N/mm}^2$
Fattore parziale di sicurezza – Tabella 2.1N:	$\gamma_c = 1.5$
Coefficiente di compressione α_{cc} – cl.3.1.6(1):	$\alpha_{cc} = 0.85$ (NTC2018, p.to 4.1.2.1.1)
Resistenza di progetto a compressione - eq.3.15:	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 18.13 \text{ N/mm}^2$ (NTC2018, eq. 4.1.3)
Nodo compresso, fattore k_1 – cl.6.5.4(4)a):	$k_1 = 1.00$
Nodo compresso/teso, fattore k_2 – cl.6.5.4(4)b):	$k_2 = 0.85$
Nodo compresso/teso, fattore k_3 – cl.6.5.4(4)c):	$k_3 = 0.75$
Fattore riduttivo di resistenza – cl.6.5.2(2):	$\psi' = [1 - f_{ck} / 250 \text{ N/mm}^2] = 0.87$

14.6.5 Dettagli armature

Resistenza caratteristica a snervamento:	$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
Fattore parziale di sicurezza – Tab. 2.1N:	$\gamma_s = 1.15$
Tensione di progetto armature:	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391 \text{ N/mm}^2$ (NTC2018, eq. 4.1.5)

progettazione ati:

14.6.6 Carico di estremità più sollecitato (SLU/SLV)

Tra le due combinazioni di carico SLV e SLU si considera quella la cui somma a trazione $F_{Ed} + H_{Ed}$ (da assorbire alle armature tese del modello tirante-puntone) risulta maggiore:

Forza assiale trasmessa dall'impalcato:	$F_{Ed} = 17460.0$ kN
Forza di taglio agente per effetto vento:	$H_{Ed} = 680.0$ kN (a ponte carico)
Distanza azione (F_{Ed}) da filo fusto pila:	$a_c = 1800$ mm

14.6.7 Armature longitudinali a trazione (pulvino a sbalzo)

Interasse barre longitudinali (filanti) a trazione:	$i_{main} = 100$ mm
Diametro barre longitudinali (filanti) a trazione:	$\phi_{main} = 25$ mm
Diametro ferri di ripartizione (staffe esterne):	$\phi_{main,rip} = 16$ mm
Diametro barre longitudinali (spezzoni) a trazione:	$\phi_{spez} = 25$ mm
Diametro distanziatori (II/III strati rinforzo):	$d_{dist} = \phi_{spez} = 25$ mm
Interasse barre longitudinali (spezzoni) a trazione:	$i_{spez} = 100$ mm
Numero layer a trazione disposti:	$N_{layer} = 3$
Numero di barre filanti in trazione in b_w :	$N_{main} = b_w / i_{main} = 30.0$
Numero di aggiuntivi in trazione in b_w :	$N_{spez} = (N_{layer} - 1) \times b_w / i_{spez} = 60.0$
Area armatura effettivamente in trazione:	$A_{s,main} = N_{main} \times \pi \times \phi_{main}^2 / 4 + N_{spez} \times \pi \times \phi_{spez}^2 / 4 = 44179$ mm ²
Copriferro nominale (armature più esterne):	$C_{nom} = 50$ mm
Copriferro effettivo armature a trazione (tirante):	$C_{nom,eff} = C_{nom} + \phi_{main,rip} + \max(\phi_{main}, \phi_{spez}) \times (2 \times N_{layer} - 1) / 2 = 129$ mm
Altezza utile da baricentro barre a trazione:	$d = h_c - C_{nom,eff} = 3372$ mm

Nodo N-1 - reazioni vincolari interne convenzionali

Fattore di riduzione di tensione – cl.6.5.2(2):	$\nu' = 0.87$
Tensioni nei nodi compressi, cl.6.5.4.(4)a:	$\sigma_{1Rd} = k_1 \times \nu' \times f_{cd} = 15.81$ N/mm ²
Larghezza reazione biella compressa verticale:	$X1 = F_{Ed} / (\sigma_{1Rd} \times b_w) = 368.1$ mm
Semilarghezza reazione biella verticale per N-1:	$X1 / 2 = 184.0$ mm
Equilibrio momenti rispetto al polo A:	$M_a = F_c \times (d - Y1 / 2) = F_{Ed} \times (a_c + X1 / 2) + H_{Ed} \times d_1$
Sostituzione della funzione:	$F_c = Y1 \times \sigma_{1Rd} \times b_w$
Costanti dell'equazione quadratica (equilibrio momenti):	$C1 = b_w \times \sigma_{1Rd}$
	$C2 = 2 \times b_w \times \sigma_{1Rd} \times d$
	$C3 = 2 \times F_{Ed} \times (a_c + X1 / 2) + 2 \times H_{Ed} \times d_1$
Risolvendo su Y1 (altezza del vincolo interno):	$Y1 = -(-C2 + (C2^2 - 4 \times C1 \times C3)^{1/2}) / (2 \times C1) = 224.7$ mm
Altezza verticale dell'impronta vincolare in N-1:	$Y1 / 2 = 112.4$ mm

Angolo di inclinazione della biella convenzionale compressa

$$\theta = \text{atan}((d - Y1 / 2) / (a_c + X1 / 2)) = 58.7^\circ$$

$$\tan(\theta) = 1.64$$

NOTA - L'angolo θ rientra nel limite $1.00 \leq \tan(\theta) \leq 2.50$

progettazione ati:

Braccio di leva a flessione (modello “tirante-puntone”)

Braccio di leva interno: $z = d - Y_1 / 2 = 3259 \text{ mm}$

Verifica tensione di compressione della biella compressa nel nodo N-2

Reazione vincolare interna orizzontale in N-1: $F_c = Y_1 \times b_w \times \sigma_{1Rd} = 10660.7 \text{ kN}$

Forza vincolare lungo la biella compressa: $F_{str} = F_c \times \cos(\theta) + F_{Ed} \times \sin(\theta) = 20457.3 \text{ kN}$

Secondo Fig.6.27 in EC2, si ha: $u = 2 \times (C_{nom,eff} + \Delta X_D) = 309 \text{ mm}$

Larghezza della biella compressa – Fig.6.27, EC2: $a_2 = a_1 \times \sin(\theta) + u \times \cos(\theta) = 918 \text{ mm}$

Tensione nella biella convenzionale compressa: $\sigma_{str} = F_{str} / (a_2 \times b_w) = 7.43 \text{ N/mm}^2$

Tensione di sicurezza – cl.6.5.4(4) b): $\sigma_{2Rd} = k_3 \times v' \times f_{cd} = 11.86 \text{ N/mm}^2$

OK - La tensione nella biella di cls rientra nel limite massimo

Verifica a schiacciamento biella convenzionale compressa

Altezza plinto di fondazione nella sezione per F_{Ed} : $h_a = h_c = 3500 \text{ mm}$

Distanza effettiva barre nella sezione per F_{Ed} : $d_a = h_a - (C_{nom,eff} + \Delta X_D) = 3346 \text{ mm}$

Compressione assiale per sforzo normale nel cls: $\sigma_{cp} = -H_{Ed} / (b_w \times h_a) = -0.06 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente di compressione - cl.6.2.3(3): $\alpha_{cw} = 1.000$

Fattore di riduzione resistenza a taglio: $v_1 = 0.6 \times [1 - f_{ck} / 250 \text{ N/mm}^2] = 0.523$

Forza vincolare lungo la biella compressa: $F_{str} = F_c \times \cos(\theta) + F_{Ed} \times \sin(\theta) = 20457.3 \text{ kN}$

Massima resistenza a schiacciamento – cl.6.2.3(2): $V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \times b_w \times z \times v_1 \times f_{cd} / (\cot(\theta) + \tan(\theta)) = 41201.0 \text{ kN}$

OK - La forza di compressione nella biella è minore del limite a schiacciamento

Forza di trazione nelle barre portanti (modello tirante-puntone)

Dall'equilibrio alla traslazione orizzontale: $F_t = F_c + H_{Ed} = 11340.7 \text{ kN}$

Controllo quantitative armature a trazione (tirante)

Quantitativo minimo di area di barre a trazione: $A_{s,main,min} = F_t / f_{yd} = 28982 \text{ mm}^2$

Quantitativo di armatura effettiva disposta: $A_{s,main} = N_{main} \times \pi \times D_{main}^2 / 4 + N_{spez} \times \pi \times D_{spez}^2 / 4 = 55983 \text{ mm}^2$

Rapporto quantitativi di armatura (portante): $R_{steel} = A_{s,main,min} / A_{s,main} = 0.518$

OK - Quantitativo di armatura tesa disposta sufficiente

Verifica massimi interessi armature diffuse - EC2 p.to 9.3.1.1(3)

Altezza (costante) della sezione resistente: $h_c = 3500 \text{ mm}$

Passo massimo armature diffuse principali: $s_{max,slabs,p} = \min(2 \times h_c, 250 \text{ mm}) = 250 \text{ mm}$

Passo massimo armature diffuse secondarie: $s_{max,slabs,s} = \min(3 \times h_c, 400 \text{ mm}) = 400 \text{ mm}$

Interasse barre longitudinali (filanti) a trazione: $i_{main} = 100 \text{ mm}$

Interasse barre longitudinali secondarie: $i_{rip} = 100 \text{ mm}$

OK - Massimi interessi armature diffuse rispettati

Riepilogo armature disposte (diffuse e concentrate)

Diametro armatura esterna di staffaggio: $\phi_{main,rip} = 16 \text{ mm}$ (staffatura esterna)

Interasse armatura diffusa secondaria: $i_{rip} = 100 \text{ mm}$ (interasse staffatura)

progettazione ati:

Diametro armatura diffusa portante (I layer):	$\phi_{\text{main}} = 25$ mm (layer esterno)
interasse armature diffusa portante:	$i_{\text{main}} = 100$ mm
numero barre I layer (esterno):	$N_{\text{main}} = 30\phi 25$
Diametro distanziatori (strati armature aggiuntive):	$d_{\text{dist}} = \phi_{\text{spez}} = 25$ mm
Diametro barre portanti aggiuntive (layer interni):	$\phi_{\text{spez}} = 25$ mm
Interasse barre portanti aggiuntive (layer interni):	$i_{\text{spez}} = 100$ mm
Numero barre totali da calcolo (su layer interni):	$N_{\text{spez}} = 60.0$
Numero barre aggiuntive disposti (layer interni):	$N_{\text{spez,eff}} = 60\phi 25$

progettazione ati:

14.7 Verifiche curvatura convenzionale di prima plasticizzazione

Le sollecitazioni maggiormente gravose nella sezione del fusto pila allo spiccato sono le seguenti:

SLU_04

Assiale compressione:	$N_{Ed} = 51488$ kN; (compressione)
Momento longitudinale:	$M_{Ed,X} = 10838$ kNm; (asse inflessione perpendicolare asse tracciato)
Momento trasversale:	$M_{Ed,Y} = 84636$ kNm; (asse inflessione parallelo asse tracciato)
Taglio vettoriale:	$H_{Ed} = 2273$ kN

SLV_03 (N_{max})

Assiale compressione:	$N_{Ed} = 34834$ kN; (compressione)
Momento longitudinale:	$M_{Ed,X} = 90426$ kNm; (asse inflessione perpendicolare asse tracciato)
Momento trasversale:	$M_{Ed,Y} = 46830$ kNm; (asse inflessione parallelo asse tracciato)
Taglio vettoriale:	$H_{Ed} = 9264$ kN

SLV_03 (N_{min})

Assiale compressione:	$N_{Ed} = 32434$ kN; (compressione)
Momento longitudinale:	$M_{Ed,X} = 90426$ kNm; (asse inflessione perpendicolare asse tracciato)
Momento trasversale:	$M_{Ed,Y} = 46830$ kNm; (asse inflessione parallelo asse tracciato)
Taglio vettoriale:	$H_{Ed} = 9265$ kN

Le sollecitazioni flessionali più gravose in termini di verifica delle curvature di prima plasticizzazione sono trasversali (impegnano la dimensione maggiore della sezione resistente della pila) e longitudinali (impegnano la dimensione minore della sezione resistente della pila). Di seguito, le coordinate della carpenteria della sezione della pila allo spiccato e relative armature.

progettazione ati:

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

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

Titolo : Sezione pila METAURO - spiccato - C32/40

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	240.06	105	1	8.04	158.6	440.4
2	180.06	0	2	8.04	144.3	440.4
3	0.06	0	3	8.04	130	440.4
4	-59.94	105	4	8.04	115.7	440.4
5	-59.94	275	5	8.04	101.3	440.4
6	-59.94	345	6	8.04	87	440.4

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

M-curvatura

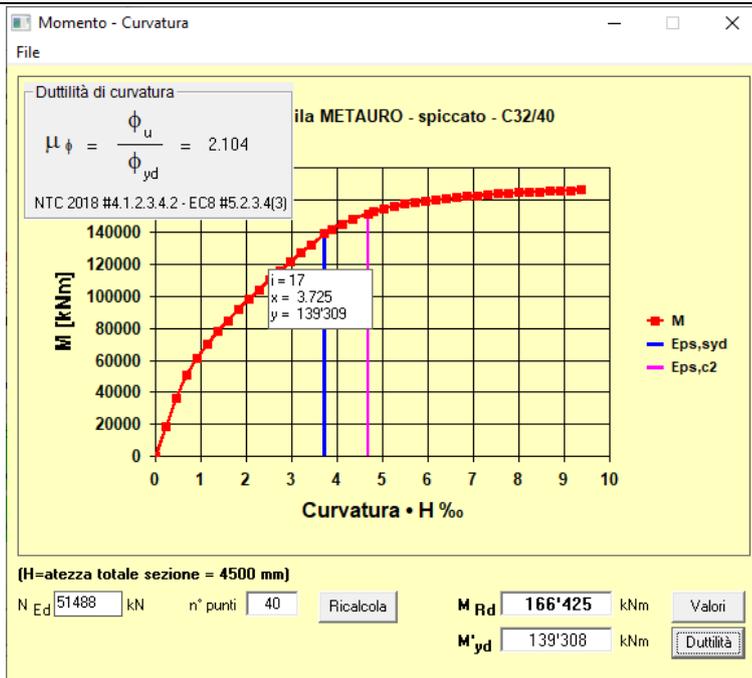
Precompresso

Materiali
 B450C C32/40

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

Figura 1 - Dati geometria carpenteria e armature pila allo spiccato - 2x88φ32 (dati su VcaSlu)

progettazione ati:



comb. SLU_04

Momento - Curvatura

File

Curv. · H [%]	M [kN m]	eps Cls [%]	eps Acc [%]	N Cls [kN]
0.228	18'290.24	0.331	-0.107	45'222.33
0.457	36'645.29	0.448	-0.001	45'172.13
0.685	51'105.17	0.558	0.113	45'333.26
0.914	61'673.54	0.657	0.237	45'795.55
1.142	70'338.91	0.750	0.368	46'449.72
1.371	77'984.36	0.839	0.503	47'224.69
1.599	85'012.33	0.925	0.640	48'079.27
1.827	91'630.68	1.009	0.779	48'987.48
2.056	97'956.63	1.092	0.920	49'931.72
2.284	104'060.73	1.174	1.061	50'899.46
2.513	109'987.37	1.256	1.203	51'881.35
2.741	115'765.41	1.337	1.346	52'870.16
2.970	121'413.89	1.418	1.488	53'860.09
3.198	126'945.44	1.500	1.630	54'846.34
3.426	132'368.33	1.582	1.772	55'824.80
3.725	139'308.50	1.689	1.957	57'087.47
3.883	142'005.58	1.743	2.058	57'525.25
4.112	145'176.26	1.818	2.206	57'989.93

(H=altezza totale sezione = 4500 mm)

N_{Ed} 51488 kN n° punti 40 Ricalcola

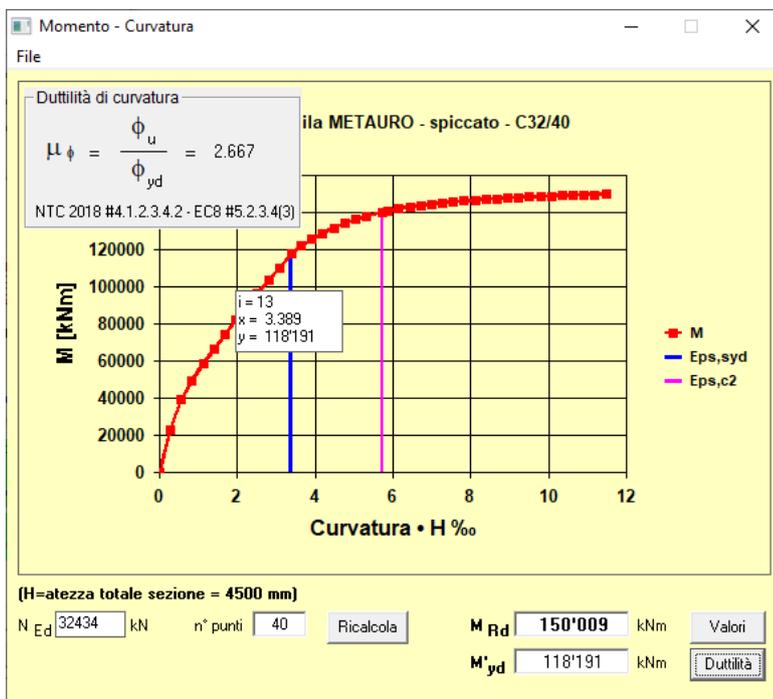
M_{Rd} 166'425 kNm Grafico

M'_{yd} 139'308 kNm Duttilità

comb. SLU_04

Domanda in termini di duttilità di curvatura: $\mu_{Ed} < 1.599/1000 < \mu_{\phi}(N_{Ed}) = 3.725/1000 \rightarrow$ per $M_{Ed,Y} = 84636$ kNm (VERIFICATO)

progettazione ati:



SLV_03b (N_{min})

Momento - Curvatura

File

Curv. • H [‰]	M [kN m]	eps Cls [‰]	eps Acc [‰]	N Cls [kN]
0.280	23'310.84	0.275	-0.001	28'557.60
0.560	39'331.18	0.400	0.147	29'007.98
0.839	49'819.07	0.508	0.313	29'981.09
1.119	58'660.97	0.608	0.487	31'185.24
1.399	66'793.90	0.704	0.665	32'508.32
1.679	74'542.22	0.798	0.845	33'897.04
1.958	82'045.47	0.890	1.027	35'321.76
2.238	89'371.83	0.982	1.209	36'764.21
2.518	96'557.43	1.073	1.391	38'212.19
2.798	103'622.10	1.165	1.573	39'656.97
3.078	110'576.80	1.257	1.755	41'092.00
3.389	118'190.90	1.360	1.957	42'670.50
3.637	122'306.71	1.435	2.124	43'481.10
3.917	126'031.05	1.517	2.317	44'189.13
4.197	129'212.21	1.596	2.511	44'772.26
4.477	131'979.50	1.673	2.708	45'257.48
4.756	134'407.50	1.749	2.906	45'659.93
5.036	136'488.87	1.824	3.105	45'971.45

(H=atezza totale sezione = 4500 mm)

N Ed 32434 kN n* punti 40 Ricalcola

M Rd 150009 kNm Grafico

M'yd 118191 kNm Duttilità

SLV_03b (N_{min})

Domanda in termini di duttilità di curvatura: $\mu_{Ed} < 2.518/1000 < \mu_{\phi}(N_{Ed}) = 3.389/1000 \rightarrow$ per $M_{Ed,Y} = 90426$ kNm (VERIFICATO)

progettazione ati:

Verifica C.A. S.L.U. - File: Sezione2_PILA_Metauro

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

Titolo : Sezione pila METAURO - spiccato - C32/40

N° Vertici: 10 Zoom N° barre: 176 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	105.06	-240	1	8.04	440.5	-158.5
2	0.06	-180	2	8.04	440.5	-144.2
3	0.06	0	3	8.04	440.5	-129.9
4	105.06	60	4	8.04	440.5	-115.6
5	275.06	60	5	8.04	440.5	-101.3
6	345.06	60	6	8.04	440.5	-87

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 49050 0 kN
M_{xEd}: 0 0 kNm
M_{yEd}: 0 0

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

Materiali: B450C C25/30
ε_{su}: 67.5 % ε_{c2}: 2 %
f_{yd}: 391.3 N/mm² ε_{cu}: 3.5 %
E_s: 200'000 N/mm² f_{cd}: 14.17
E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
ε_{syd}: 1.957 % σ_{c,adm}: 9.75
σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.6
τ_{c1}: 1.829

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n
Tipo flessione: Retta Deviata
N° rett.: 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀: 0 cm Col. modello
M-curvatura
Precompresso

Figura 2 - Sezione pila allo spiccato - 2×88φ32 (dati su VcaSlu)

SLV_03 (N_{min})

Assiale compressione:

N_{Ed} = 32434 kN; (compressione)

Momento longitudinale:

M_{Ed,x} = 90426 kNm; (asse inflessione perpendicolare asse tracciato)

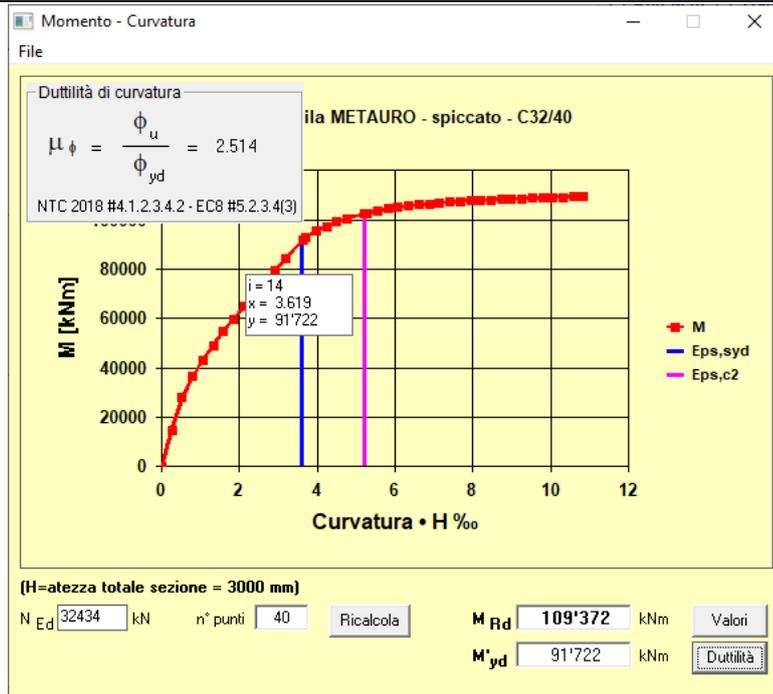
Momento trasversale:

M_{Ed,y} = 46830 kNm; (asse inflessione parallelo asse tracciato)

Taglio vettoriale:

H_{Ed} = 9265 kN

progettazione ati:



SLV_03 (N_{min})

Momento - Curvatura

File

Curv. - H [‰]	M [kN m]	eps Cls [‰]	eps Acc [‰]	N Cls [kN]
0.265	14731.84	0.309	-0.053	37'279.77
0.529	27'853.47	0.440	0.072	37'330.09
0.794	36'457.72	0.554	0.215	37'877.18
1.059	43'202.09	0.657	0.368	38'720.02
1.323	49'140.47	0.755	0.526	39'724.24
1.588	54'648.74	0.849	0.688	40'824.49
1.852	59'893.10	0.942	0.851	41'983.79
2.117	64'957.39	1.033	1.016	43'179.03
2.382	69'887.75	1.124	1.182	44'394.73
2.646	74'710.95	1.214	1.348	45'619.79
2.911	79'443.23	1.304	1.514	46'845.95
3.176	84'094.40	1.394	1.680	48'066.68
3.619	91'722.45	1.547	1.957	50'086.11
3.705	92'874.86	1.575	2.012	50'363.86
3.969	95'421.07	1.654	2.188	50'858.73
4.234	97'444.55	1.731	2.368	51'176.80
4.499	99'148.87	1.805	2.549	51'388.12
4.763	100'580.93	1.878	2.733	51'505.93
5.000	101'515.07	1.900	2.850	51'516.24

(H=altezza totale sezione = 3000 mm)

N_{Ed} 32434 kN n° punti 40 Ricalcola

M_{Rd} 109'372 kNm Grafico

M'_{yd} 91'722 kNm Duttilità

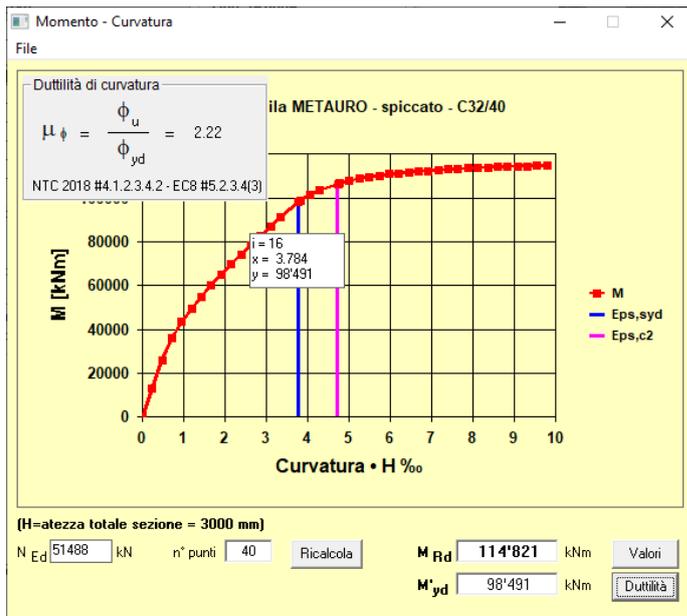
SLV_03 (N_{min})

Domanda in termini di duttilità di curvatura: $\mu_{Ed} < \mu_{\phi}(N_{Ed}) = 3.619/1000 \rightarrow$ per $M_{Ed,X} = 90426$ kNm (VERIFICATO)

progettazione ati:

SLU_04

Assiale compressione: $N_{Ed} = 51488$ kN; (compressione)
 Momento longitudinale: $M_{Ed,X} = 10838$ kNm; (asse inflessione perpendicolare asse tracciato)
 Momento trasversale: $M_{Ed,Y} = 84636$ kNm; (asse inflessione parallelo asse tracciato)
 Taglio vettoriale: $H_{Ed} = 2273$ kN



SLU_04

Momento - Curvatura

File

Curv. - H [‰]	M [kN m]	eps Cls [‰]	eps Acc [‰]	N Cls [kN]
0.239	13'068.70	0.336	-0.105	45'190.59
0.478	26'024.21	0.458	0.004	45'109.91
0.716	36'026.34	0.572	0.122	45'281.24
0.955	43'409.90	0.674	0.251	45'771.08
1.194	49'561.03	0.770	0.386	46'454.65
1.433	55'054.65	0.862	0.525	47'259.01
1.672	60'149.98	0.951	0.667	48'142.38
1.911	64'980.55	1.038	0.811	49'078.43
2.149	69'621.44	1.124	0.956	50'049.34
2.388	74'117.69	1.209	1.102	51'042.39
2.627	78'497.62	1.294	1.249	52'048.12
2.866	82'779.34	1.379	1.395	53'059.14
3.105	86'974.82	1.464	1.542	54'069.54
3.343	91'091.83	1.549	1.688	55'074.38
3.784	98'490.91	1.706	1.957	56'898.24
3.821	98'984.20	1.719	1.980	57'005.21
4.060	101'541.77	1.796	2.134	57'472.80
4.299	103'479.73	1.870	2.291	57'723.40

(H=altezza totale sezione = 3000 mm)

N_{Ed} 51488 kN n° punti 40 Ricalcola M_{Rd} 114'821 kNm Grafico M'_{yd} 98'491 kNm Duttilità

SLU_04

Domanda in termini di duttilità di curvatura: $\mu_{Ed} < 2.39/1000 = \mu_{\phi}(N_{Ed}) = 3.784/1000 \rightarrow$ per $M_{Ed,X} = 10838$ kNm (VERIFICATO)

progettazione ati:

15 VERIFICHE STRUTTURALI PILA 3

15.1 Premessa

Di seguito, le verifiche degli elementi strutturali delle opere in oggetto. Verranno considerate le combinazioni di carico maggiormente significative e, tra queste, quelle che incidono maggiormente in termini di resistenza allo stato limite ultimo e di esercizio.

Per le pile, e la relativa platea di fondazione, si considera per principio la pila più alta: le armature di quest'ultima vengono poi estese anche alle altre pile (purché di geometria identica, eccezion fatta per l'altezza dallo spiccato, appunto).

Per il progetto e la verifica delle armature sono stati utilizzati i seguenti software di calcolo: PresFle+ (Concrete srl), TEDDS (Tekla).

NOTA: si considerano le verifiche sulla pila di altezza maggiore, adottando le medesime armature anche per le rimanenti.

15.2 Verifica palificata

Numero complessivo di pali	N = 35
Tipologia pali	mediopali $\phi 450$
Coefficiente unitario momento-taglio testa pali	$r_t = 1.23$ (da analisi geotecnica, vedere relazione di riferimento)
Valore del taglio su palo	$V_{Ed,1} = 161.5$ kN (SVL_03, con N_{max})
Valore del momento in testa al palo	$M_{Ed,1} = r_t \times V_{Ed,1} = 198.6$ kNm
Valore azione assiale (compressione)	$N_{Ed,1} = 1184.8$ kN (SVL_03)

VERIFICA MICROPALO			
Materiale			
Acciaio	S355		Tipo di acciaio
f_{yk}	355	N/mm ²	Tensione di snervamento
f_{tk}	510	N/mm ²	Tensione di rottura
γ_{M0}	1.05	-	Coefficiente parziale di sicurezza
f_{yd}	338.10	N/mm ²	Tensione di snervamento di progetto
Caratteristiche Sezione			
Tubo: $\phi 298,5 \times 20,0$			
D_e	298.5	mm	Diametro Esterno Tubo
s_p	20	mm	Spessore Tubo
D_i	258.5	mm	Diametro Interno tubo
R_e	149.25	mm	Raggio esterno tubo
R_i	129.25	mm	Raggio interno tubo
A	175	cm ²	Area tubo
W_{el}	1143	cm ³	Modulo elastico di resistenza a flessione
$D_{micropalo}$	450	mm	Diametro Micropalo

$$\sigma = 241,5 \text{ MPa} \quad ; \quad F.S. = 0,62 \text{ (verifica soddisfatta)}$$

progettazione ati:

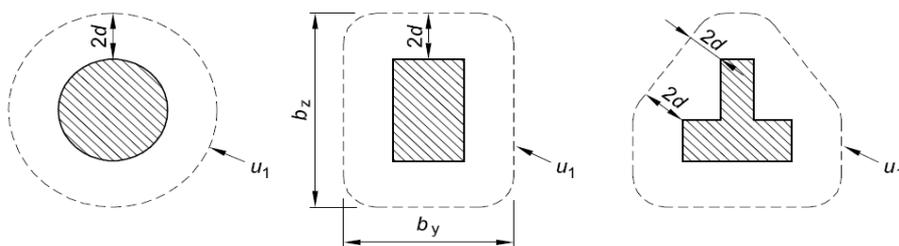
15.3 Verifica platea a punzonamento su palo

15.3.1 Modello di calcolo adottato

Si considera un'impronta di carico pari ad una sezione quadrata equivalente all'area del palo di estremità che risulta maggiormente sollecitato a compressione e a taglio. Quale struttura punzonata è stata assunta la fondazione base del plinto su cui è innestata la palificata della spalla/pila. Il palo maggiormente sollecitato viene quindi assunto quale pilastro punzonante e il plinto di fondazione su pali quale soletta punzonata. Per semplicità e sicurezza, nella risultante complessiva dell'azione di punzonamento verrà trascurato il contributo del peso di volume di terreno imbarcato, considerando di fatto solo le sollecitazioni dei pali. La situazione più sfavorevole è relativa alla fila interna di pali (due pali d'angolo).

15.3.2 Colonna rettangolare interna (palo equivalente) con carico eccentrico rispetto a uno degli assi

Diametro palo scelto:	$\phi = 450$ mm
Lato pilastro equivalente al palo (sez. quadrata):	$l_{eq} = 0.5 \times \phi \times \sqrt{\pi} = 398.8$ mm
Dimensione colonna parallela eccentricità carico:	$c_1 = l_{eq} = 399$ mm
Dim. colonna perpendicolare eccentricità carico:	$c_2 = l_{eq} = 399$ mm
Altezza utile (media) su armature tese:	$d = 1900$ mm
Momento di progetto in testa al palo:	$M_{Ed} = 252.0$ kNm (dovuto all'azione di taglio in testa, $r_t = 1.56$)
Forza di progetto assiale punzonante:	$V_{Ed} = 1184.8$ kN (max carico assiale palo, SLV_03b con N_{max})
Perimetro di controllo di base:	$u_1 = c_1 \times 2 + c_2 \times 2 + 4 \times \pi \times d = 25471$ mm (vedere schema in basso)
Fattore di distribuzione del taglio punzonante:	$W_1 = c_1^2/2 + c_1 \times c_2 + 4 \times c_2 \times d + 16 \times d^2 + 2 \times \pi \times d \times c_1 = 65790381$ mm ²
Coeff. di sbilancio momento (EC2, Tabella 6.1):	$k = 0.60$
Fattore di eccentricità (EC2, eq. 6.39):	$\beta = 1 + (k \times M_{Ed} / V_{Ed}) \times (u_1 / W_1) = 1.05$



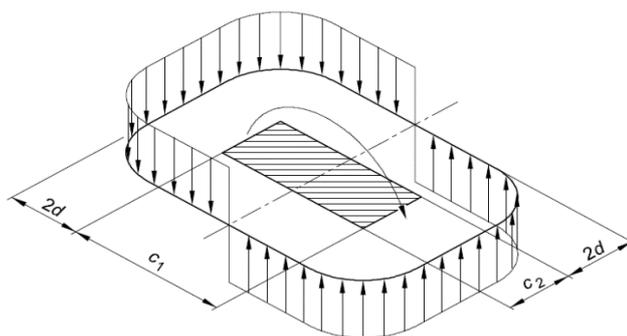
15.3.3 Resistenza a punzonamento a filo palo/pilastro equivalente

Resistenza caratteristica calcestruzzo:	$f_{ck} = 25$ N/mm ²
Fattore parziale resistenza calcestruzzo:	$\gamma_c = 1.50$
larghezza della colonna (equivalente) in dir. y:	$b_y = c_1 = 399$ mm
larghezza della colonna (equivalente) in dir. z:	$b_z = c_2 = 399$ mm
Altezza utile (media) effettiva del plinto:	$d = 1900$ mm
Fattore di eccentricità:	$\beta = 1.05$
Tipo colonna: "interno", di "bordo", di "angolo":	$C_{type} = \text{"angolo"}$
"Offset" da bordo (0 se colonna interna):	$x = 600$ mm

progettazione ati:

Perimetro del palo/pilastro equivalente:	$u_{0str} = \text{"min (3 \times d, b_y + b_z)"}$ $u_0 = 798 \text{ mm}$
Tensione di progetto di punzonamento (eq. 6.38):	$V_{Ed} = \beta \times V_{Ed} / (u_0 \times d) = 0.820 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di progetto a compressione cls:	$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 14 \text{ N/mm}^2$
Fattore di riduzione della resistenza:	$v = 0.6 \times (1 - (f_{ck} / 250 \text{ N/mm}^2)) = 0.54$
Massima resistenza tensione di punzonamento:	$V_{Rd,max} = 0.5 \times v \times f_{cd} = 3.71 \text{ N/mm}^2$

OK - La tensione di progetto a punzonamento a filo pilastro/palo è minore della tensione resistente di punzonamento



15.3.4 Resistenza a punzonamento in assenza di apposite armature a distanza 2d

Area dell'acciaio teso in direzione y:	$A_{sly} = 2454 \text{ mm}^2/\text{m}$
Area dell'acciaio teso in direzione z:	$A_{slz} = 2454 \text{ mm}^2/\text{m}$
Distanza di controllo da filo pilastro:	$2 \times d = 3800 \text{ mm}$
Perimetro di controllo di base a distanza 2d:	$u_1 = \text{"b}_y + b_z + \pi \times d / 2\text{"}$ $u_1 = 3782 \text{ mm}$
Tensione di progetto a punzonamento (eq. 6.38):	$V_{Ed} = \beta \times V_{Ed} / (u_1 \times d) = 0.173 \text{ N/mm}^2$
Rapporto di armatura in dir. y sull'altezza utile:	$\rho_{ly} = A_{sly} / d = 0.001$
Rapporto di armatura in dir. z sull'altezza utile:	$\rho_{lz} = A_{slz} / d = 0.001$
Tasso effettivo di armatura a trazione:	$\rho_l = \min(\sqrt{[\rho_{ly} \times \rho_{lz}]}, 0.02) = 0.001$
Tensione nel conglomerato:	$C_{Rd,c} = 0.18 \text{ N/mm}^2 / \gamma_c = 0.120 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente k:	$k = \min(1 + \sqrt{[200 \text{ mm} / d]}, 2) = 1.324$
Valore minimo della tensione di taglio (eq. 6.3N):	$v_{min} = 0.035 \text{ N/mm}^2 \times k^{1.5} \times \sqrt{[f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2]} = 0.282 \text{ N/mm}^2$
Tensione resistente senza armature (eq. 6.47):	$V_{Rd,c} = \max(v_{min}, C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2)^{1/3}) = 0.282 \text{ N/mm}^2$

OK - La tensione di progetto a punzonamento è minore della resistenza a punzonamento

15.4 Verifiche a pressoflessione su sezione pila allo spiccato

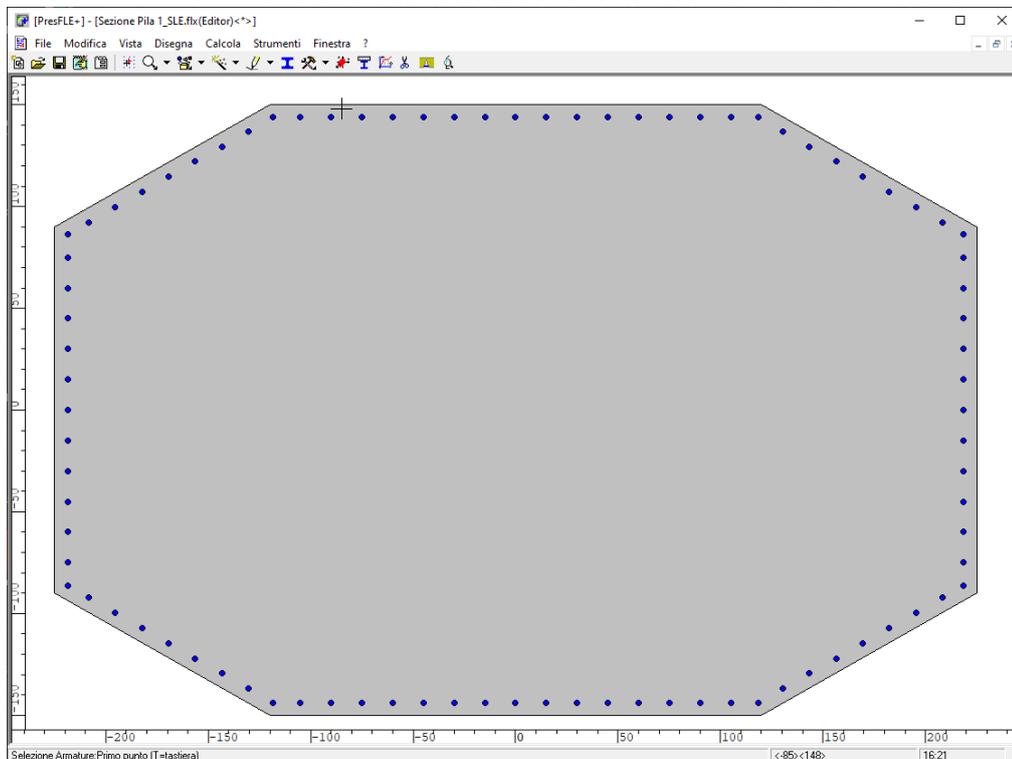
Per le verifiche si devono rispettare i seguenti limiti (che, per il caso in oggetto, sono le seguenti):

Limite max aperture fessure per comb. QP:	$w_{k,max_QP} = 0.20 \text{ mm}$ (NTC2018, eq. 4.1.2.2.4)
Limite max aperture fessure per comb. FR:	$w_{k,max_FR} = 0.30 \text{ mm}$ (NTC2018, eq. 4.1.2.2.4)
Resistenza a compressione cls (comb. rara):	$\sigma_{c,rara} = 0.60 \times f_{ck} = 19.20 \text{ N/mm}^2$ (NTC2018, eq. 4.1.15)
Resistenza a compressione cls (comb. quasi perm.):	$\sigma_{c,Qperm} = 0.45 \times f_{ck} = 14.40 \text{ N/mm}^2$ (NTC2018, eq. 4.1.16)

progettazione ati:

Massima tensione dell'acciaio (comb. rara): $\sigma_{s,max} = 0.8 \times f_{yk} = \mathbf{360.0 \text{ N/mm}^2}$ (NTC2018, eq. 4.1.17).

La sezione della pila allo spiccatto (fusto a sezione costante lungo tutta l'altezza) è stata armata con 88 ferri $\phi 22$ (acciaio B450C) passo 150 mm. Di seguito la sezione della pila (dettagli nelle tavole grafiche allegate):



Allo spiccatto della pila, nel suo baricentro, si hanno le seguenti sollecitazioni:

SLU_04

Assiale compressione: $N_{Ed} = \mathbf{26015 \text{ kN}}$; (compressione)
 Momento longitudinale: $M_{Ed,X} = \mathbf{4687 \text{ kNm}}$; (asse inflessione perpendicolare asse tracciato)
 Momento trasversale: $M_{Ed,Y} = \mathbf{35472 \text{ kNm}}$; (asse inflessione parallelo asse tracciato)
 Taglio vettoriale: $H_{Ed} = \mathbf{1526 \text{ kN}}$

SLV_03 (N_{max})

Assiale compressione: $N_{Ed} = \mathbf{17937 \text{ kN}}$; (compressione)
 Momento longitudinale: $M_{Ed,X} = \mathbf{31564 \text{ kNm}}$; (asse inflessione perpendicolare asse tracciato)
 Momento trasversale: $M_{Ed,Y} = \mathbf{12090 \text{ kNm}}$; (asse inflessione parallelo asse tracciato)
 Taglio vettoriale: $H_{Ed} = \mathbf{5652 \text{ kN}}$

SLV_03 (N_{min})

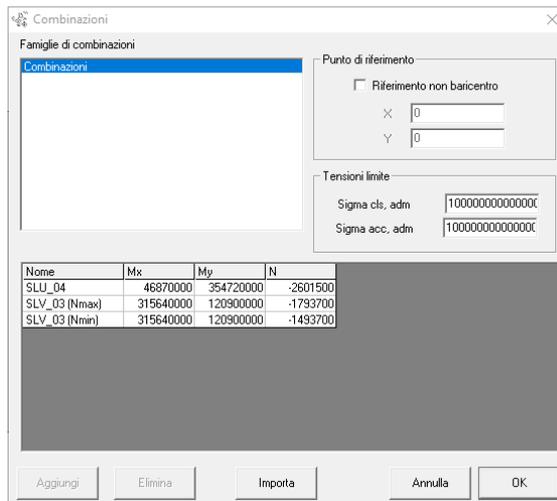
Assiale compressione: $N_{Ed} = \mathbf{14937 \text{ kN}}$; (compressione)
 Momento longitudinale: $M_{Ed,X} = \mathbf{31564 \text{ kNm}}$; (asse inflessione perpendicolare asse tracciato)

progettazione ati:

Momento trasversale: $M_{Ed,Y} = 12090$ kNm; (asse inflessione parallelo asse tracciato)
 Taglio vettoriale: $H_{Ed} = 5651$ kN

15.4.1 Combinazioni di carico considerate SLU

Le compressioni sono indicate con segno meno. Le azioni sono espresse in daN e daNcm.



Combinazioni

Famiglie di combinazioni

Combinazioni

Punto di riferimento

Riferimento non baricentro

X: 0
Y: 0

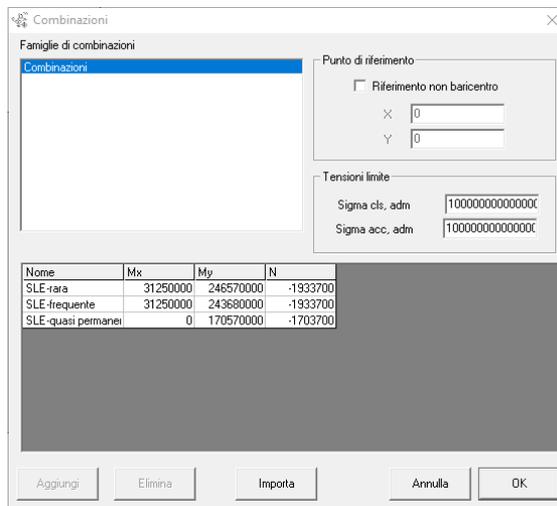
Tensioni limite

Sigma cls, adm: 1000000000000000
Sigma acc, adm: 1000000000000000

Nome	Mx	My	N
SLU_04	46870000	354720000	-2601500
SLV_03 (Nmax)	315640000	120900000	-1793700
SLV_03 (Nmin)	315640000	120900000	-1493700

Aggiungi Elimina Importa Annulla OK

SLU/SLV



Combinazioni

Famiglie di combinazioni

Combinazioni

Punto di riferimento

Riferimento non baricentro

X: 0
Y: 0

Tensioni limite

Sigma cls, adm: 1000000000000000
Sigma acc, adm: 1000000000000000

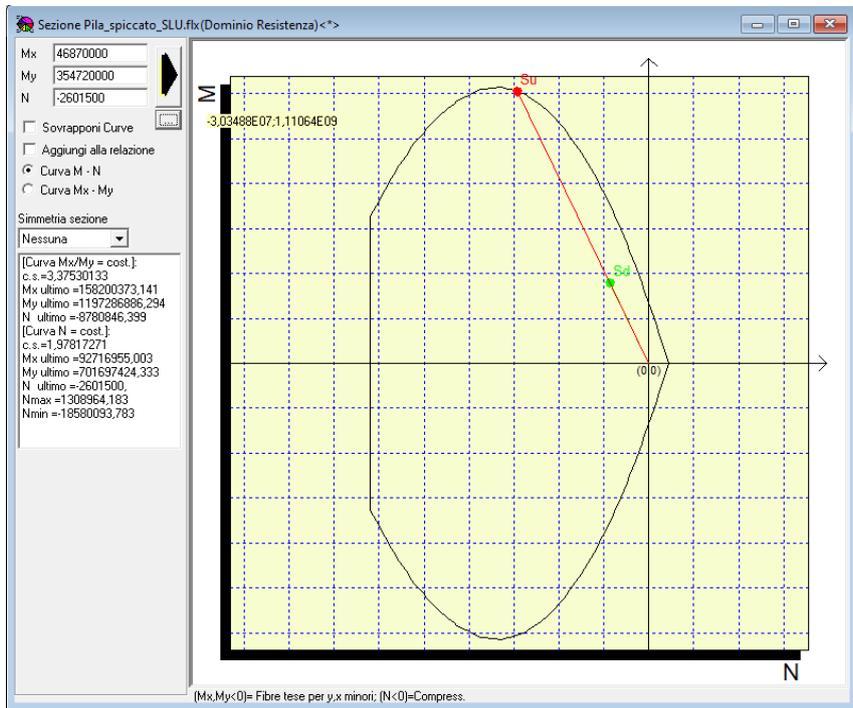
Nome	Mx	My	N
SLE-rara	31250000	246570000	-1933700
SLE-frequente	31250000	243680000	-1933700
SLE-quasi permani	0	170570000	-1703700

Aggiungi Elimina Importa Annulla OK

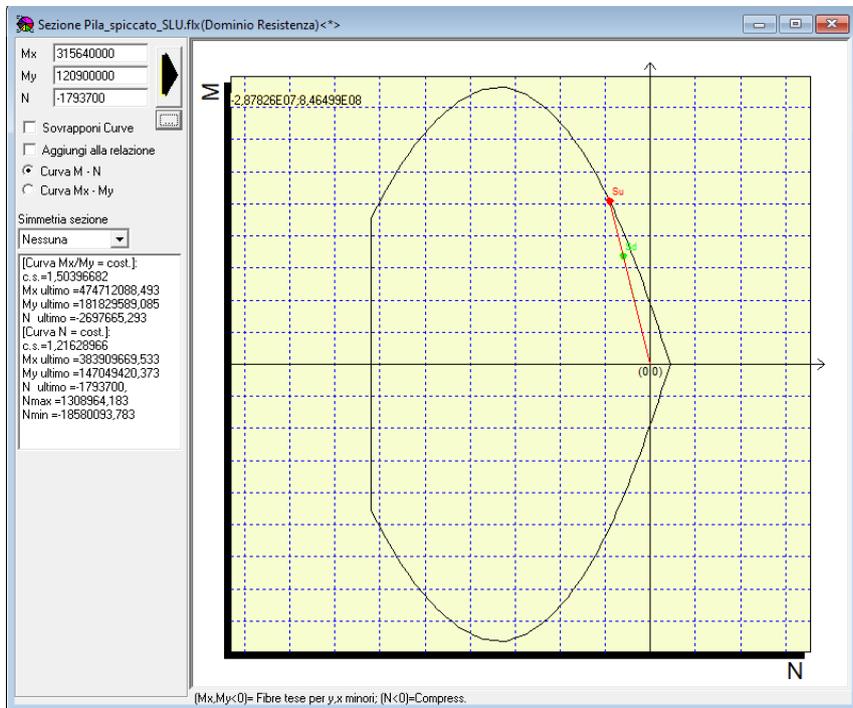
SLE

progettazione ati:

15.4.2 *Esito verifiche allo stato limite ultimo*

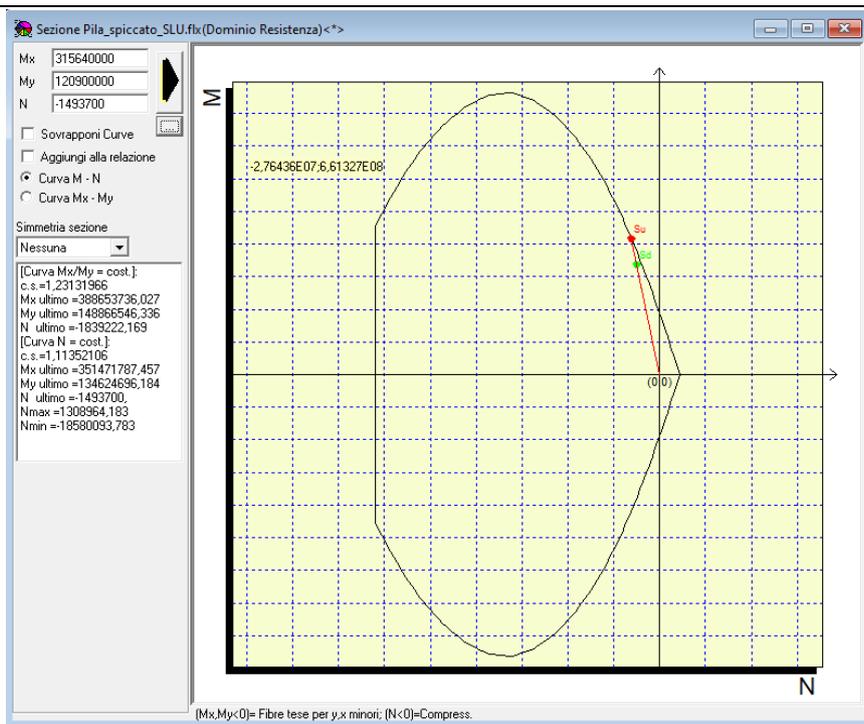


VERIFICATO



VERIFICATO

progettazione ati:



VERIFICATO

15.4.3 Esito verifiche allo stato limite di esercizio

Si hanno le seguenti combinazioni di riferimento (magiormente indicative):

SLE-rara

Assiale compressione:

$N_{Ed} = 20987$ kN; (compressione)

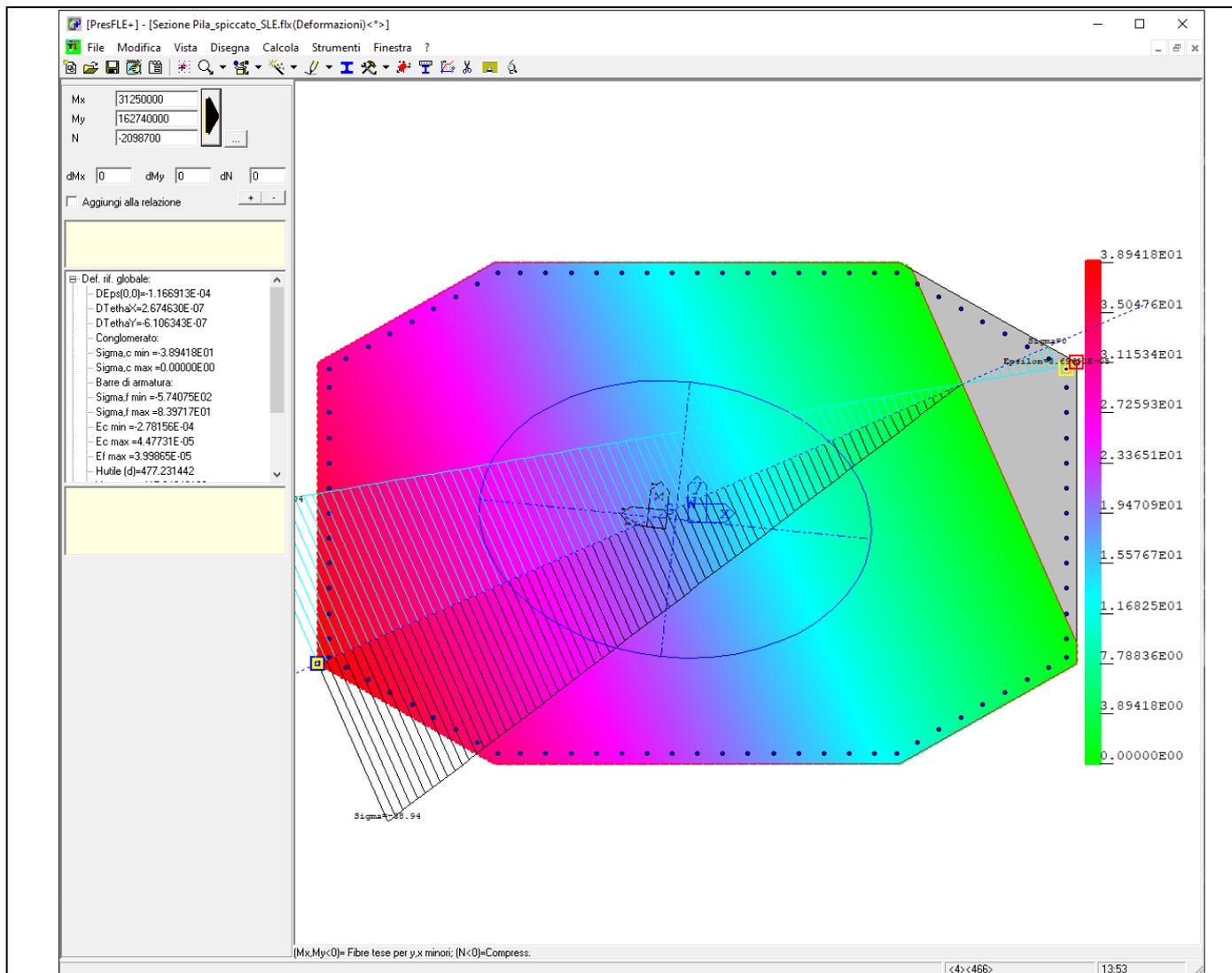
Momento longitudinale:

$M_{Ed,X} = 3125$ kNm; (asse inflessione perpendicolare asse tracciato)

Momento trasversale:

$M_{Ed,Y} = 16274$ kNm; (asse inflessione parallelo asse tracciato)

progettazione ati:



Massima tensione nel cls compresso:

$$\sigma_{c,RA} = 3.89 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{c,rara} = 0.60 \times f_{ck} = 19.20 \text{ N/mm}^2$$

(NTC2018, eq. 4.1.15) - **VERIFICATO**

Massima tensione nelle armature:

$$\sigma_{s,RA} = 8.40 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{s,max} = 0.8 \times f_{yk} = 360.0 \text{ N/mm}^2$$

(NTC2018, eq. 4.1.17) - **VERIFICATO**

SLE-frequente

Assiale compressione:

$$N_{Ed} = 20987 \text{ kN}; \text{ (compressione)}$$

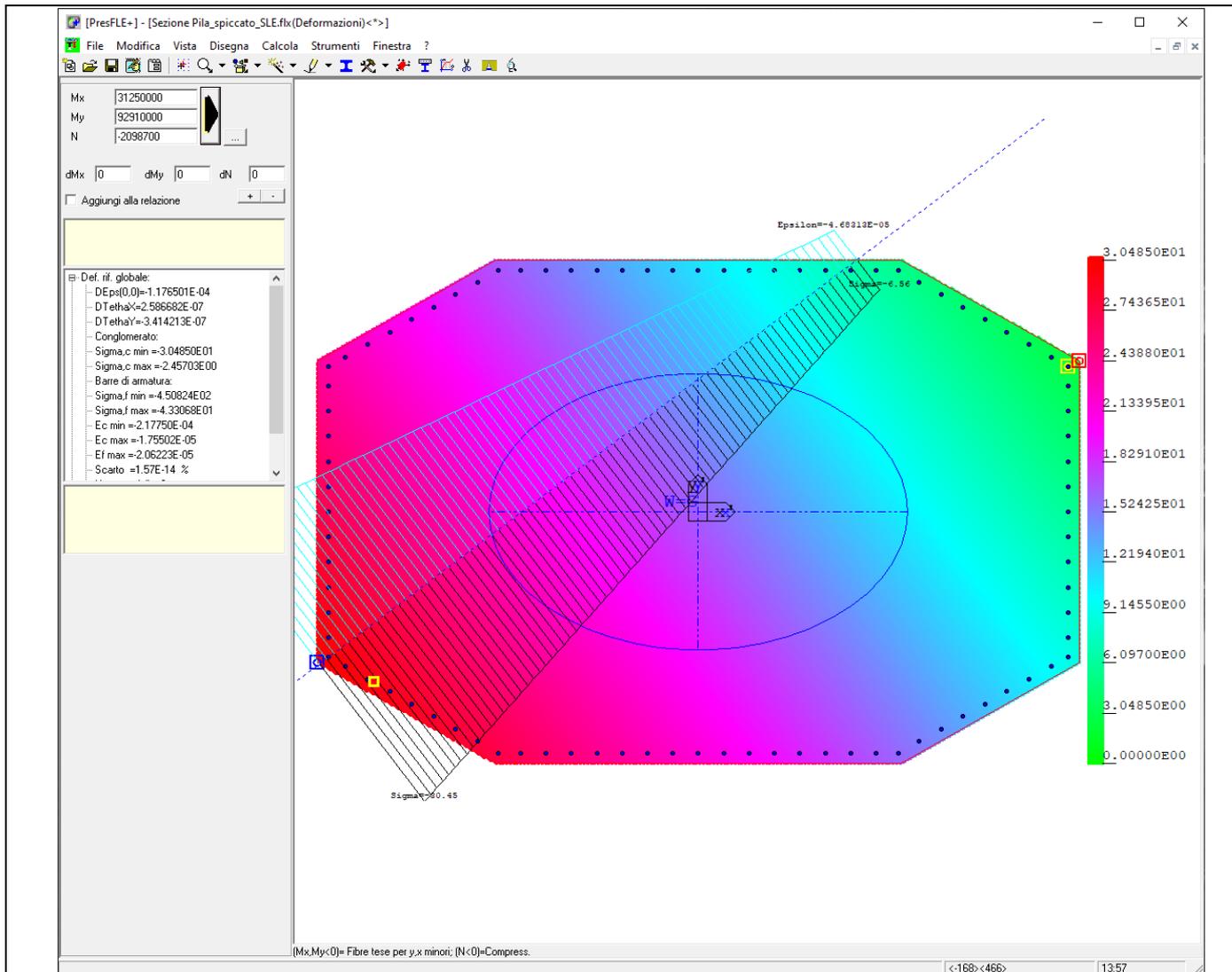
Momento longitudinale:

$$M_{Ed,X} = 3125 \text{ kNm}; \text{ (asse inflessione perpendicolare asse tracciato)}$$

Momento trasversale:

$$M_{Ed,Y} = 9291 \text{ kNm}; \text{ (asse inflessione parallelo asse tracciato)}$$

progettazione ati:



Combinazione frequente, sezione non fessurata - **VERIFICATO**

progettazione ati:

15.5 Verifica a taglio sezione spiccato pila

Si assimila la sezione della pila allo spiccato a una sezione rettangolare equivalente (semplificata in sicurezza). In particolare si assume una larghezza pari alla larghezza massima della pila ($b_w = 450$ cm) e un'altezza pari al tratto di calcestruzzo ad altezza costante $H = 240$ cm. Come armatura reagente a taglio si considera solo quella tesa compresa nel tratto teso di condizione di flessione retta ($A_{sl} = 30\phi 22 = 11400$ mm²).

Resistenza sezione al taglio in assenza di apposite armature di cucitura (EC2 p.to 6.2.2, NTC2018 p.to 4.1.2.3.5.1)

Minima larghezza della sezione a taglio:	$b_w = 4500$ mm
Altezza effettiva della sezione (a flessione):	$h = 1800$ mm
Altezza utile della sezione a taglio:	$d = 1700$ mm
Resistenza caratteristica del cls:	$f_{ck} = 32$ N/mm ²
Coefficiente parziale di sicurezza cls:	$\gamma_c = 1.50$ (NTC2018, eq. 4.1.3)
Coefficiente di applicazione dei carichi:	$\alpha_{cc} = 0.85$ (NTC2018, eq. 4.1.3)
Resistenza di progetto a compressione:	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 18.1$ N/mm ² (EC2 eq.3.15, NTC2018)
Area dell'armatura longitudinale tesa che si estende di almeno $l_{bd} + d$ oltre la sezione considerata per la verifica a taglio:	$A_{sl} = 11400$ mm ²
Valore del taglio di progetto (SLU/SLV)	$V_{Ed} = 5652.0$ kN
Braccio di leva a flessione:	$z = 0.9 \times d = 1530$ mm
Tensione di taglio di progetto (SLU/SLV):	$v_{Ed} = V_{Ed} / (z \times b_w) = 0.8$ N/mm ²
Tasso geometrico armature longitudinali a trazione:	$\rho_l = \min(A_{sl} / (b_w \times d), 0.02) = 0.001$
Tensione nel conglomerato:	$C_{Rd,c} = 0.18$ N/mm ² / $\gamma_c = 0.120$ N/mm ² $k = \min(1 + (200 \text{ mm} / d)^{0.5}, 2) = 1.343$ (NTC2018, p.to 4.1.2.3.5.1)
Resistenza ultima a taglio (EC2 eq.6.2.a):	$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2)^{(1/3)} \times b_w \times d = 2075.1$ kN
Tensione minima di taglio:	$v_{min} = 0.035$ N/mm ² $\times k^{1.5} \times (f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2)^{0.5} = 0.3$ N/mm ²
Forza assiale nella sezione, per effetto delle precompressione:	$N_{Ed} = 17900$ kN
Area della sezione trasversale in cls:	$A_c = b_w \times h = 8100000$ mm ²
Tensione sulla sezione per azione assiale:	$\sigma_{cp} = \min(N_{Ed} / A_c, 0.2 \times f_{cd}) = 2.21$ N/mm ² $k_1 = 0.15$ (NTC2018, eq. 4.1.23)
Resistenza a taglio minima (EC2 eq.6.2.b):	$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 4893.1$ kN
Per la sezione in oggetto risulta quindi:	$V_{Rd} = \max(V_{Rd,c}, V_{Rd,c,min}) = 4893$ kN (NTC2018, eq. 4.1.23) $V_{Ed} / V_{Rd} = 1.155 > 1$

Necessarie apposite armature di cucitura a taglio

Area dell'armatura di cucitura al taglio da prevedere (EC2 p.to 6.2.3(4), NTC2018 p.to 4.1.2.3.5.2)

Tensione di snervamento delle armature a taglio:	$f_{yk} = 450$ N/mm ²
Fattore parziale di sicurezza acciaio:	$\gamma_s = 1.15$ (NTC2018 p.to 4.1.2.1.1.3)
Tensione di progetto degli acciai a taglio:	$f_{ywd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.3$ N/mm ² (NTC2018 eq. 4.1.5)
Angolo di inclinazione della armature a taglio rispetto all'asse longitudinale dell'elemento a verifica:	

progettazione ati:

$$\alpha = 90.0 \text{ deg}$$

Fattore di riduzione (EC2 p.to 6.2.3(3), NTC2018): $v_1 = 0.6 \times (1 - (f_{ck} / 250 \text{ N/mm}^2)) = 0.5$

Coefficiente d'interazione assiale: $\alpha_{cw} = 1.00$ (EC2 p.to 6.2.3(3))

Inclinazione della biella convezionale compressa: $\theta = \max(0.5 \times A_{sin}(2 \times v_{Ed} / (\alpha_{cw} \times f_{cd} \times v_1)), 21.8 \text{ deg}) = 21.8 \text{ deg}$

Area dell'armatura a taglio richiesta (EC2 eq. 6.13): $A_{sw,req} = v_{Ed} \times b_w / (f_{ywd} \times (\cot(\theta) + \cot(\alpha)) \times \sin(\alpha)) = 3776 \text{ mm}^2/\text{m}$

Area minima e aree di cucitura da disporre a taglio (EC2 eqq. 9.4-9.5N)

$$A_{sw,min} = 0.08 \text{ N/mm}^2 \times (f_{ck}/1 \text{ N/mm}^2)^{0.5} / f_{ywk} \times b_w \times \sin(\alpha) = 4525 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Area dell'armatura a taglio (min) da disporre: $A_{sw} = \max(A_{sw,req}, A_{sw,min}) = 4525 \text{ mm}^2/\text{m}$

Max passo longitudinale armature a taglio: $s_{l,max} = 0.75 \times d \times (1 + \cot(\alpha)) = 1275 \text{ mm}$ (EC2, eq. 9.6N – travi)

Max distanza trasversale bracci armature taglio: $s_{t,max} = \min(0.75 \times d, 600 \text{ mm}) = 600 \text{ mm}$ (EC2, eq. 9.8N – travi)

progettazione ati:

16 VERIFICHE BAGGIOLI DI APPOGGIO

Spalla - SLU

Baggiolo - caratteristiche geometriche

B =	1.00 m	(dimensione longitudinale)
H =	1.00 m	(dimensione trasversale)
h =	0.15 m	(altezza)
A _c =	1.00 m ²	(area di impronta del baggiolo)

Apparecchio di appoggio

tipo =	Isolatore -	
N _u =	5470 kN	(carico ultimo verticale)
H _{lu} =	230 kN	(carico ultimo orizzontale longitudinale)
H _{tu} =	380 kN	(carico ultimo orizzontale trasversale)
φ =	0.60 m	(diametro dell'apparecchio)
A _{co} =	0.28 m ²	(area caricata)
A _{c1} =	0.79 m ²	(area diffusa massima che è possibile iscrivere nell'area totale A _c)

Materiali

R _{ck} =	45 Mpa	
f _{ctd} =	1.49 Mpa	
f _{cd} =	23.34 Mpa	
f _{yd} =	391 Mpa	
β =	0.2 -	(contributo dovuto alla coesione)
μ =	0.6 -	(contributo dovuto all'attrito)

Caratteristiche della sollecitazione

N _{max} =	5470 kN	(carico verticale massimo)
N _{min} =	550 kN	(carico verticale minimo derivante dall'impalcato)
H _{max} =	444 kN	

Verifica allo scorrimento

A _a = 2x(7+7)φ20 =	87.976 cm ²	(armatura baggioli)
ρ = A _a /A _c =	1% -	(rapporto di armatura)
σ _{cd} = N _{min} /A _c =	0.55 Mpa	(pressione minima di contatto)
T _{sd} =	444 kN	(sforzo massimo orizzontale)
τ _{sd} = T _{sd} /A _c =	0.44 Mpa	
τ _{rd} = βf _{ctd} + μx(ρf _{yd} + σ _{cd}) =	2.69 Mpa	
τ _{rd} = min(τ _{rd} ; 0.25f _{cd}) =	2.69 Mpa	
verifica = τ _{sd} < τ _{rd}	0.44 < 2.69	Mpa

Verifica a compressione

N _{sd} = 1.5xN _{max} =	5470 kN	(forza verticale di calcolo)
N _{rd} = A _{co} x f _{cd} x (A _{c1} /A _{co}) ^{0.5} =	11000 kN	
N _{rd} = min(τ _{rd} ; 3xA _{co} x f _{cd}) =	11000 kN	
verifica = N _{sd} < N _{rd}	5470 < 11000	kN

Verifica dell'armatura orizzontale

F _b = 0.3xN _{sd} x(A _{co} /A _{c1}) =	591 kN	(forza risultante di trazione orizzontale)
A _s = F _b /f _{yd} =	15 cm ²	(armatura necessaria)

progettazione ati:

Spalla SLV

Baggiolo - caratteristiche geometriche

B =	1.00 m	(dimensione longitudinale)
H =	1.00 m	(dimensione trasversale)
h =	0.15 m	(altezza)
A _c =	1.00 m ²	(area di impronta del baggiolo)

Apparecchio di appoggio

tipo =	Isolatore -	
N _u =	2600 kN	(carico ultimo verticale)
H _{lu} =	410 kN	(carico ultimo orizzontale longitudinale)
H _{tu} =	660 kN	(carico ultimo orizzontale trasversale)
φ =	0.80 m	(diametro dell'apparecchio)
A _{c0} =	0.50 m ²	(area caricata)
A _{c1} =	0.79 m ²	(area diffusa massima che è possibile iscrivere nell'area totale A _c)

Materiali

R _{ck} =	45 Mpa	
f _{ctd} =	1.49 Mpa	
f _{cd} =	23.34 Mpa	
f _{yd} =	391 Mpa	
β =	0.2 -	(contributo dovuto alla coesione)
μ =	0.6 -	(contributo dovuto all'attrito)

Caratteristiche della sollecitazione

N _{max} =	2600 kN	(carico verticale massimo)
N _{min} =	590 kN	(carico verticale minimo derivante dall'impalcato)
H _{max} =	777 kN	

Verifica allo scorrimento

A _a = 2x(7+7)φ20 =	87.976 cm ²	(armatura baggioli)
ρ = A _a /A _c =	1% -	(rapporto di armatura)
σ _{cd} = N _{min} /A _c =	0.59 Mpa	(pressione minima di contatto)
T _{sd} =	777 kN	(sforzo massimo orizzontale)
τ _{sd} = T _{sd} /A _c =	0.78 Mpa	
τ _{rd} = βf _{ctd} + μx(ρf _{yd} + σ _{cd}) =	2.72 Mpa	
τ _{rd} = min(τ _{rd} ; 0.25f _{cd}) =	2.72 Mpa	

verifica = τ_{sd} < τ_{rd} 0.78 < 2.72 Mpa

Verifica a compressione

N_{sd} = 1.5xN_{max} = 2600 kN (forza verticale di calcolo)

N_{rd} = A_{c0}x f_{cd}x (A_{c1}/A_{c0})^{0.5} = 14667 kN

N_{rd} = min(τ_{rd}; 3xA_{c0}x f_{cd}) = 14667 kN

verifica = N_{sd} < N_{rd} 2600 < 14667 kN

Verifica dell'armatura orizzontale

F_b = 0.3xN_{sd}x(A_{c0}/A_{c1}) = 499 kN (forza risultante di trazione orizzontale)

A_s = F_b/f_{yd} = 13 cm² (armatura necessaria)

progettazione ati:

Pila SLU

Baggiolo - caratteristiche geometriche

B =	1.30 m	(dimensione longitudinale)
H =	1.30 m	(dimensione trasversale)
h =	0.15 m	(altezza)
A _c =	1.69 m ²	(area di impronta del baggiolo)

Apparecchio di appoggio

tipo =	Isolatore -	
N _u =	17460 kN	(carico ultimo verticale)
H _{lu} =	270 kN	(carico ultimo orizzontale longitudinale)
H _{tu} =	1130 kN	(carico ultimo orizzontale trasversale)
φ =	0.9 m	(diametro dell'apparecchio)
A _{co} =	0.64 m ²	(area caricata)
A _{c1} =	1.33 m ²	(area diffusa massima che è possibile iscrivere nell'area totale A _c)

Materiali

R _{ck} =	45 Mpa	
f _{ctd} =	1.49 Mpa	
f _{cd} =	23.34 Mpa	
f _{yd} =	391 Mpa	
β =	0.2 -	(contributo dovuto alla coesione)
μ =	0.6 -	(contributo dovuto all'attrito)

Caratteristiche della sollecitazione

N _{max} =	17460 kN	(carico verticale massimo)
N _{min} =	5350 kN	(carico verticale minimo derivante dall'impalcato)
H _{max} =	1162 kN	

Verifica allo scorrimento

A _a = 2x(8+8)φ25 =	157.1 cm ²	(armatura baggioli)
ρ = A _a /A _c =	1% -	(rapporto di armatura)
σ _{cd} = N _{min} /A _c =	3.17 Mpa	(pressione minima di contatto)
T _{sd} =	1161.808934 kN	(sforzo massimo orizzontale)
τ _{sd} = T _{sd} /A _c =	0.69 Mpa	
τ _{rd} = βf _{ctd} + μx(ρf _{yd} + σ _{cd}) =	4.38 Mpa	
τ _{rd} = min(τ _{rd} ; 0.25f _{cd}) =	4.38 Mpa	
verifica = τ _{sd} < τ _{rd}	0.69 < 4.38	Mpa

Verifica a compressione

N _{sd} =	17460 kN	(forza verticale di calcolo)
N _{rd} = A _{c0} x f _{cd} x(A _{c1} /A _{c0}) ^{0.5} =	21451 kN	
N _{rd} = min(τ _{rd} ; 3xA _{c0} x f _{cd}) =	21451 kN	
verifica = N _{sd} < N _{rd}	17460 < 21451	kN

Verifica dell'armatura orizzontale

F _b = 0.3xN _{sd} x(A _{c0} /A _{c1}) =	2511 kN	(forza risultante di trazione orizzontale)
A _s = F _b /f _{yd} =	64.16 cm ²	(armatura necessaria)

progettazione ati:

Pila SLV

Baggiolo - caratteristiche geometriche

B =	1.30 m	(dimensione longitudinale)
H =	1.30 m	(dimensione trasversale)
h =	0.15 m	(altezza)
A _c =	1.69 m ²	(area di impronta del baggiolo)

Apparecchio di appoggio

tipo =	Isolatore -	
N _u =	9040 kN	(carico ultimo verticale)
H _{lu} =	650 kN	(carico ultimo orizzontale longitudinale)
H _{tu} =	1280 kN	(carico ultimo orizzontale trasversale)
φ =	0.90 m	(diametro dell'apparecchio)
A _{co} =	0.64 m ²	(area caricata)
A _{c1} =	1.33 m ²	(area diffusa massima che è possibile iscrivere nell'area totale A _c)

Materiali

R _{ck} =	45 Mpa	
f _{ctd} =	1.49 Mpa	
f _{cd} =	23.34 Mpa	
f _{yd} =	391 Mpa	
β =	0.2 -	(contributo dovuto alla coesione)
μ =	0.6 -	(contributo dovuto all'attrito)

Caratteristiche della sollecitazione

N _{max} =	9040 kN	(carico verticale massimo)
N _{min} =	6390 kN	(carico verticale minimo derivante dall'impalcato)
H _{max} =	1436 kN	

Verifica allo scorrimento

A _a = 2x(8+8)φ25 =	157.1 cm ²	(armatura baggioli)
ρ = A _a /A _c =	1% -	(rapporto di armatura)
σ _{cd} = N _{min} /A _c =	3.78 Mpa	(pressione minima di contatto)
T _{sd} =	1436 kN	(sforzo massimo orizzontale)
τ _{sd} = T _{sd} /A _c =	0.85 Mpa	
τ _{rd} = βf _{ctd} + μx(ρf _{yd} + σ _{cd}) =	4.75 Mpa	
τ _{rd} = min(τ _{rd} ; 0.25f _{cd}) =	4.75 Mpa	
verifica = τ _{sd} < τ _{rd}	0.85 < 4.75	Mpa

Verifica a compressione

N _{sd} =	9040 kN	(forza verticale di calcolo)
N _{rd} = A _{co} x f _{cd} x (A _{c1} /A _{co}) ^{0.5} =	21451 kN	
N _{rd} = min(τ _{rd} ; 3xA _{co} x f _{cd}) =	21451 kN	
verifica = N _{sd} < N _{rd}	9040 < 21451	kN

Verifica dell'armatura orizzontale

F _b = 0.3xN _{sd} x(A _{co} /A _{c1}) =	1300 kN	(forza risultante di trazione orizzontale)
A _s = F _b /f _{yd} =	33.22 cm ²	(armatura necessaria)

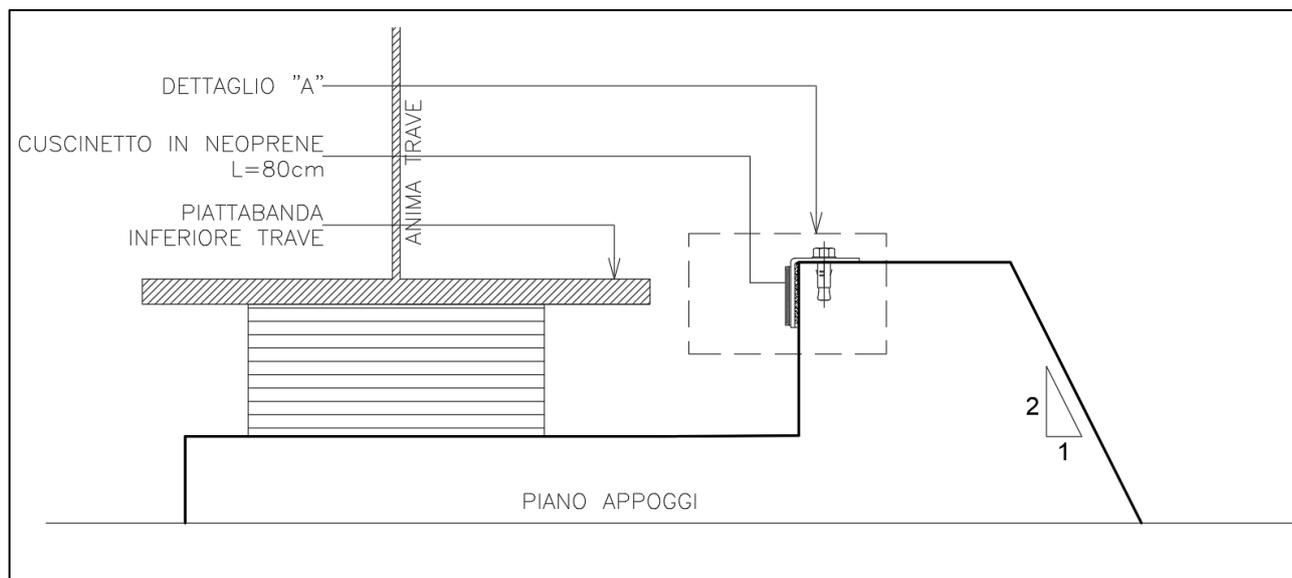
progettazione ati:

17 VERIFICA RITEGNI SISMICI

Il ritegno sismico è un elemento strutturale inserito in prossimità degli appoggi ed avente la funzione di elemento di fine corsa.

Come indicato nel §7.9.5.3.3 delle NTC2018, tale dispositivo viene introdotto nel momento in cui non possa essere garantita un'opportuna zona di sovrapposizione tra impalcato e pila, ovvero i due elementi che hanno scorrimento relativo tra di essi.

Come riportato nella figura il ritegno sismico è costituito da una struttura di calcestruzzo armato, con altezza tale da permettere la battuta della piattabanda inferiore su un cuscinetto in neoprene installato sul ritegno stesso.



Sezione in asse appoggio Ritegno sismico

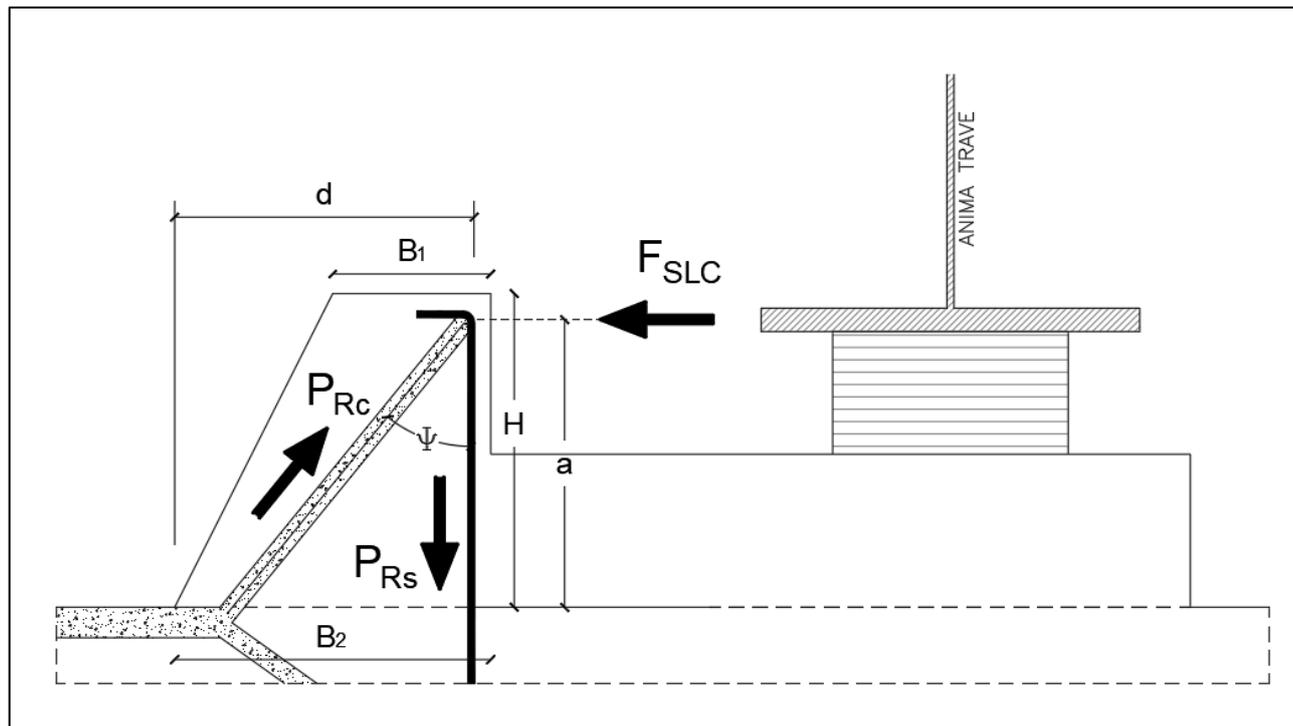
Tale elemento viene dimensionato per assorbire la forza trasmessa dalla piattabanda inferiore della trave valutata allo stato limite di collasso.

progettazione ati:

17.1 Ritegni spalle

Il ritegno sismico, essendo un elemento tozzo viene verificato con un modello "Strut and Tie" in accordo al §4.1.2.3.7 delle NTC2018 dove viene indicato che: "Per gli elementi per cui non valgono i modelli meccanici semplici, le verifiche di sicurezza possono essere condotte con riferimento a schematizzazioni basate sull'individuazione di tiranti e puntoni."

Di seguito si riporta lo schema tirante-puntone adottato per la verifica strutturale dell'elemento in analisi.



Modello "Strut and Tie" Ritegno sismico

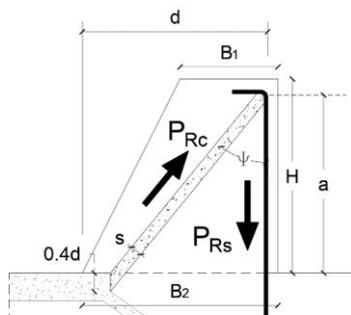
La portanza della mensola in termini di resistenza dell'armatura viene valutata attraverso l'equazione seguente:

$$P_{RS} = A_s x f_{sd} x \left(\frac{1}{\lambda} \right)$$

Dove:

- A_s rappresenta l'area di armatura;
- f_{sd} rappresenta la tensione di snervamento dell'acciaio;
- λ rappresenta la cotangente di ψ .

Per soddisfare la verifica, il valore ottenuto di portanza della mensola deve essere maggiore della forza agente.



La resistenza del puntone compresso viene valutata mediante la seguente relazione:

$$P_{RC} = 0.4 \cdot d \cdot b \cdot f_{cd} \cdot \left(\frac{c}{1 + \lambda^2} \right)$$

Dove:

- d rappresenta l'altezza utile della sezione;
- L la larghezza del ritegno sismico;
- f_{cd} la resistenza cilindrica di progetto del calcestruzzo;
- c un coefficiente di valore pari ad 1 per elementi non staffati ed 1.5 per elementi con staffe.

progettazione ati:

Oltre a verificare che le resistenze così valutate siano maggiori della sollecitazione di calcolo, in accordo al paragrafo §4.1.2.3.7 deve essere garantita la seguente relazione per la gerarchia delle resistenze:

$$P_{Rs} < P_{Rc}$$

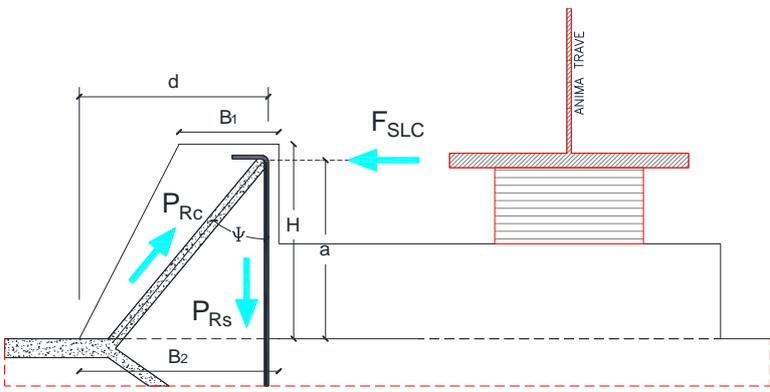
Garantendo la disuguaglianza soprariportata, si va ad evitare una possibile rottura fragile del ritegno sismico.

Di seguito si riporta la verifica.

VERIFICA RITEGNO SISMICA			
MATERIALI			
Calcestruzzo:			
C35/45			
R_{ck}	45	N/mm^2	Resistenza caratteristica cubica a compressione
f_{ck}	37.35	N/mm^2	Resistenza caratteristica cubica a cilindrica
γ_{cls}	1.5	-	Coefficiente parziale di sicurezza calcestruzzo
f_{cd}	21.165	N/mm^2	Resistenza di progetto a compressione
Acciaio:			
B450C			
f_{sk}	450	N/mm^2	Tensione caratteristica a snervamento
γ_{cls}	1.15	-	Coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio
f_{sd}	391.304	N/mm^2	Tensione di progetto acciaio

progettazione ati:

GEOMETRIA



B ₁	0.5	m	Base minore ritegno sismico
B ₂	1.135	m	Base maggiore ritegno sismico
d	1.075	m	Altezza utile armatura
a	1.19	m	Distanza di applicazione della forza dalla base
H	1.27	m	Altezza del ritegno sismico
L	1	m	Larghezza della mensola

VERIFICA

$l = a + 0.2d = 1.19 \quad [\text{m}]$
 $\lambda = \cot g(\psi) = \frac{l}{0.9d} = 1.229974 \quad [-]$

Sollecitazione di calcolo:

F _{S LC}	1580	kN
-------------------	------	----

Armatura:

n°	8	[-]
φ	30	[mm]
A _s	56.5487	[cm ²]

Portanza della mensola in termini di resistenza dell'armatura:

$$P_{RS} = (A_s x f_{sd}) x \left(\frac{1}{\lambda}\right) = 1799.041 \quad [\text{kN}]$$

P_{rs} > F_{slc} Verifica Soddisfatta

Resistenza del puntone di calcestruzzo:

c	1	[-]	Coefficiente dal valore di 1 per elementi senza staffe
---	---	-----	--

$$P_{RC} = 0.4 * b * d * f_{cd} * \left(\frac{c}{1 + \lambda^2}\right) = 3621.78 \quad \text{kN}$$

P_{rc} > F_{slc} Verifica Soddisfatta

Verifica Gerarchia delle resistenze:

P_{rc} > P_{rs} Verifica Soddisfatta

progettazione ati:

17.2 Ritegni pile

VERIFICA RITEGNO SISMICA			
MATERIALI			
Calcestruzzo:			
C35/45			
R_{ck}	45	N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica a compressione
f_{ck}	37.35	N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica a cilindrica
γ_{cls}	1.5	-	Coefficiente parziale di sicurezza calcestruzzo
f_{cd}	21.165	N/mm ²	Resistenza di progetto a compressione
Acciaio:			
B450C			
f_{sk}	450	N/mm ²	Tensione caratteristica a snervamento
γ_{cls}	1.15	-	Coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio
f_{sd}	391.304	N/mm ²	Tensione di progetto acciaio
GEOMETRIA			
B_1	0.5	m	Base minore ritegno sismico
B_2	1.05	m	Base maggiore ritegno sismico
d	0.99	m	Altezza utile armatura
a	1.04	m	Distanza di applicazione della forza dalla base
H	1.1	m	Altezza del ritegno sismico
L	1	m	Larghezza della mensola

progettazione ati:

VERIFICA		
$l = a + 0.2d = 1.04 \quad [m]$		
$\lambda = \cotg(\psi) = \frac{l}{0.9d} = 1.167228 \quad [-]$		
Sollecitazione di calcolo:		
F _{SLC}	1500	kN
Armatura:		
n°	7	[-]
φ	30	[mm]
A _s	49.4801	[cm ²]
Portanza della mensola in termini di resistenza dell'armatura:		
$P_{RS} = (A_s \times f_{sd}) \times \left(\frac{1}{\lambda}\right) = 1658.783 \quad [kN]$		
<i>P_{rs} > F_{slc} Verifica Soddisfatta</i>		
Resistenza del puntone di calcestruzzo:		
c	1	[-] Coefficiente dal valore di 1 per elementi senza staffe
$P_{RC} = 0.4 * b * d * f_{cd} * \left(\frac{c}{1 + \lambda^2}\right) = 3547.78 \quad kN$		
<i>P_{rc} > F_{slc} Verifica Soddisfatta</i>		
Verifica Gerarchia delle resistenze:		
<i>P_{rc} > P_{rs} Verifica Soddisfatta</i>		

progettazione ati:

18 GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI

Valutazione semplificata del massimo carico verticale agente sui pali della Spalla A in condizione SLU

Peso ed eccentricità spalla :

- P1 (fondazione) = $25 \times 16,80 \times 9,60 \times 1,80 = 7258$ kN
- M11 (eccentricità L fondazione rispetto baricentro palificata 0,00m) : 0 kNm
- Mt1 (eccentricità T fondazione rispetto baricentro palificata 0,00m) : 0 kNm

- P2 (elevazione con γ medio terreno-cla) = $20 \times 6,60 \times 12,00 \times 5,98 = 9472$ kN
- M12 (eccentricità L elevazione rispetto baricentro palificata $9,60/2 - 6,60/2 = 1,50$ m): $9472 \times -1,50 = -14208$ kNm (antiorario)
- Mt2 (eccentricità T elevazione rispetto baricentro palificata 0,00m) : 0 kNm

- P3 (peso proprio impalcato) : 3350 kN
- M13 (eccentricità L impalcato rispetto baricentro palificata $9,60/2 - 3,00 = 1,80$ m): $3350 \times 1,80 = +6030$ kNm (orario)
- Mt3 (eccentricità T impalcato rispetto baricentro palificata 0,00m) : 0 kNm

- P4 (peso proprio carichi mobili) : $1700 + 250 = 1950$ kN
- M14 (eccentricità L carichi mobili rispetto baricentro palificata): $1950 \times 1,80 = +3510$ kNm (orario)
- Mt4 $+1450 \times 4,00$: 5800 kNm

- Vento trasversale Mt5 = $460 \times 8,00 \times 0,6 = 2208$ kNm

- M16 (Spinta terre a riposo) : $18 \times 0,426 \times 7,78^3 / 6 \times 12,00 = 7222$ kNm
- M17 (Spinta sovraccarico) : $20 \times 0,426 \times 7,78^2 / 2 \times 12,00 = 3094$ kNm

- P tot = $7258 + 9472 + 3350 + 1950 = 22030$ kN
- M1 tot = $-14208 + 6030 + 3510 + 7222 + 3094 = 5648$ kNm
- Mt tot = $5800 + 2208 = 8008$ kNm

Nmediopali = 84
 $W_{long} = 2 \times 12 \times (1,35^2 + 2,70^2 + 4,05^2) / 4,05 = 151,2$ palo/m
 $W_{tras} = 2 \times 7 \times (0,70^2 + 2,10^2 + 3,50^2 + 4,90^2 + 6,30^2 + 7,70^2) / 7,70 = 254,8$ palo/m

Valutazione del massimo carico su palo d'angolo :

$$R = 22030/84 + 5648/151 + 8008/254 = 262 + 37 + 32 = 331 \text{ kN}$$

$$R_{SLU} = 1,35 \times 331 = 447 \text{ kN (calcolo semplificato)}$$

Nmax+Mmax-SLU_01

Carico assiale massimo su palo da relazione di calcolo

$$P_{i,SLU} = 461 \text{ kN} \cong 447 \text{ kN}$$

Il calcolo semplificato ha dato un risultato di poco inferiore.

progettazione ati:

19 VERIFICA MURO ANDATORE

19.1 Geometria muro

Geometria paramento

Lunghezza muro 6.00 [m]

Paramento

Materiale C32/40

Altezza paramento 4.98 [m]

Altezza paramento libero 4.98 [m]

Spessore in sommità paramento 0.75 [m]

Spessore all'attacco con la fondazione 0.75 [m]

Inclinazione paramento esterno 0.00 [°]

Inclinazione paramento interno 0.00 [°]

Fondazione

Materiale C25/30

Lunghezza mensola di valle 1.00 [m]

Lunghezza mensola di monte 2.85 [m]

Lunghezza totale 4.60 [m]

Inclinazione piano di posa 0.00 [°]

Spessore 1.20 [m]

Spessore magrone 0.20 [m]

progettazione ati:

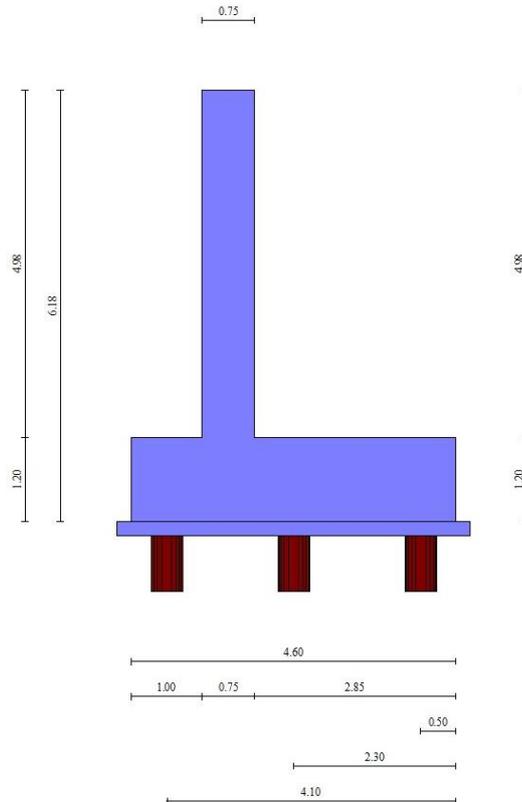


Fig. 1 - Sezione quotata del muro

Descrizione pali di fondazione

Simbologia adottata

n°	numero d'ordine della fila
X	ascissa della fila misurata dallo spigolo di monte della fondazione espressa in [m]
I	interasse tra i pali, espressa in [m]
f	franco laterale (distanza minima dal bordo laterale), espressa in [m]
Np	Numero di pali della fila
D	diametro dei pali della fila espresso in [m]
L	lunghezza dei pali della fila espressa in [m]
α	inclinazione dei pali della fila rispetto alla verticale espressa in [°]

progettazione ati:

VIADOTTO METAURO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

n°	Tipologia	X [m]	I [m]	f [m]	Np	D [m]	L [m]	α [°]	ALL
1	Tipologia palo	0.50	1.40	0.50	4	0.4500	10.00	0.00	Sfalsati
2	Tipologia palo	2.30	1.40	0.50	4	0.4500	10.00	0.00	Sfalsati
3	Tipologia palo	4.10	1.40	0.50	4	0.4500	10.00	0.00	Sfalsati

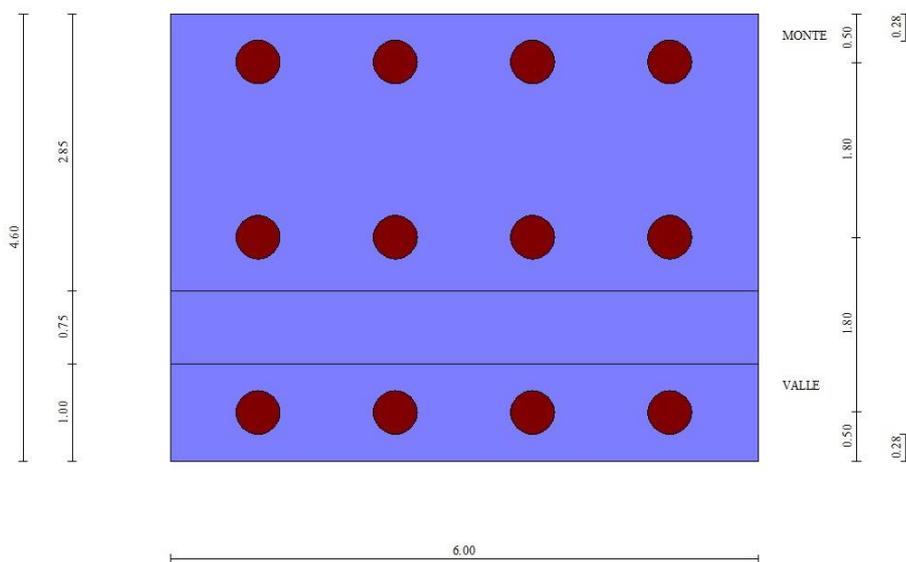
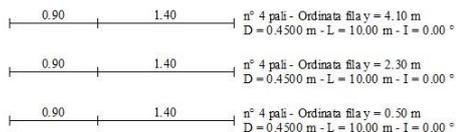


Fig. 2 - Pianta pali

Per le caratteristiche dei terreni in fondazione e per le verifiche geotecniche si rimanda alla Relazione geotecnica.

Il terreno a tergo del muro è un rilevato stradale con : $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ e $\phi = 35^\circ$

progettazione ati:

19.2 Parametri Sismici

Latitudine	43.653956
Longitudine	12.546120
Indice punti di interpolazione	20743 - 20744 - 20522 – 20521
Vita nominale	50 anni
Classe d'uso	IV
Tipo costruzione	Normali affollamenti
Vita di riferimento	100 anni

	Simbolo	U.M.		SLU	SLE
Accelerazione al suolo	a_g	[m/s ²]		2.203	0.953
Accelerazione al suolo	a_g/g	[%]		0.225	0.097
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale	F0			2.505	2.455
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante	Tc*			0.330	0.297
Tipo di sottosuolo - Coefficiente stratigrafico	Ss		B	1.175	1.200
Categoria topografica - Coefficiente amplificazione topografica	St		T2	1.200	
Stato limite ...			Coeff. di riduzione β_m	kh	kv
Ultimo			1.000	31.662	15.831
Ultimo - Ribaltamento			1.000	31.662	15.831
Esercizio			1.000	13.989	6.994

Tabella 1-Parametri Sismici

Il diagramma di incremento sismico è stato ipotizzato con forma rettangolare.

19.3 Calcolo delle Spinte sul muro

Valori caratteristici e valori di calcolo

Effettuando il calcolo tramite gli Eurocodici è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valori di calcolo (o di progetto) sia delle azioni che delle resistenze.

I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali γ . In particolare si distinguono combinazioni di carico di tipo **A1-M1** nelle quali vengono incrementati i carichi e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo **A2-M2** nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e incrementati i soli carichi variabili.

Metodo di Culmann

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

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

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

progettazione ati:

- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.

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

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

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

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

Spinta in presenza di falda

Nel caso in cui a monte del muro sia presente la falda il diagramma delle pressioni sul muro risulta modificato a causa della sottospinta che l'acqua esercita sul terreno. Il peso di volume del terreno al di sopra della linea di falda non subisce variazioni. Viceversa al di sotto del livello di falda va considerato il peso di volume di galleggiamento

$$\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$$

dove γ_{sat} è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e γ_w è il peso specifico dell'acqua. Quindi il diagramma delle pressioni al di sotto della linea di falda ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione idrostatica esercitata dall'acqua.

Spinta in presenza di sisma

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

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

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta \quad \beta' = \beta + \theta$$

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

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

Terreno a bassa permeabilità

$$\theta = \arctan\left(\frac{\gamma_{\text{sat}}}{\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

Terreno a permeabilità elevata

$$\theta = \arctan\left(\frac{\gamma}{\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

progettazione ati:

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

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

dove il coefficiente A vale

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

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

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

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

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

$$F_{IH} = k_h W \quad F_{IV} = \pm k_v W$$

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

Il metodo di Culmann tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta. Basta inserire nell'equazione risolutiva la forza d'inerzia del cuneo di spinta. La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

progettazione ati:

19.4 Condizioni di carico

Condizioni di carico

Simbologia adottata

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

X Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]

F_x Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kN]

F_y Componente verticale del carico concentrato espressa in [kN]

M Momento espresso in [kNm]

X_i Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]

X_f Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]

Q_i Intensità del carico per $x=X_i$ espressa in [kN]

Q_f Intensità del carico per $x=X_f$ espressa in [kN]

Condizione n° 1 (Condizione 1) – **Carico variabile da traffico**

Coeff. di combinazione $Y_0=0.40 - Y_1=0.40 - Y_2=0.00$

Carichi sul terreno

n°	Tipo	X [m]	F_x [kN]	F_y [kN]	M [kNm]	X_i [m]	X_f [m]	Q_i [kN]	Q_f [kN]
1	Distribuito					0.00	20.00	20.0000	20.0000

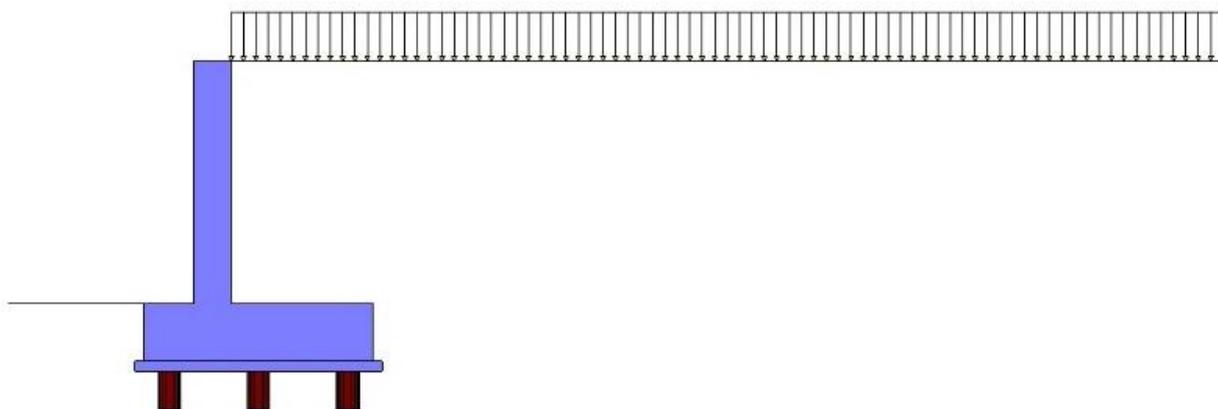
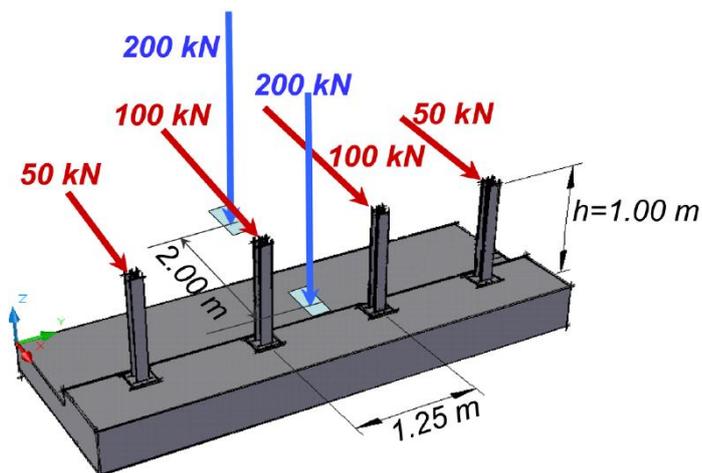


Fig. 4 - Carichi sul terreno

progettazione ati:

Condizione n° 2 (Condizione 2) – Urto + Schema 2

Nella condizione di carico 2, viene considerato come carico agente l'urto veicolare agente su 4 montanti delle barriere.



In particolare, poiché il programma di calcolo distribuisce il carico per metro lineare, il carico verticale derivante dall'impronta delle ruote è stato distribuito per l'intera estensione del conccio di muro, mentre per quanto riguarda la forza orizzontale derivante dall'urto veicolare, a vantaggio di sicurezza sono stati considerati 100 kN distribuiti su una lunghezza pari all'interasse dei montanti della barriera pari a 1.25 m.

Carichi sul muro

n°	Tipo	Dest	X; Y [m]	Fx [kN]	Fy [kN]	M [kNm]	Xi [m]	Xf [m]	Qi [kN]	Qf [kN]
1	Concentrato	Paramento	0.00; 0.00	80.0000	33.3300	88.0000				

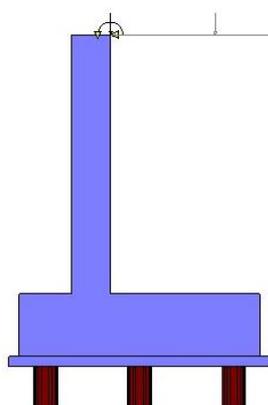


Fig. 5 - Carichi sul muro

progettazione ati:

Carichi sul terreno

n°	Tipo	X [m]	Fx [kN]	Fy [kN]	M [kNm]	Xi [m]	Xf [m]	Qi [kN]	Qf [kN]
1	Concentrato	2.00	0.0000	33.3300					

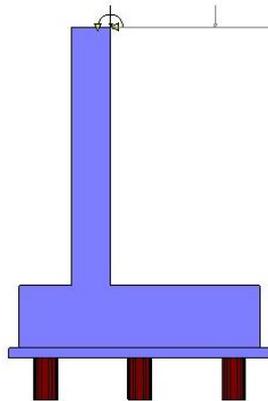


Fig. 6 - Carichi sul terreno

19.5 Combinazioni di carico

Normativa usata: Norme Tecniche sulle Costruzioni 2018 (D.M. 17.01.2018) + Circolare C.S.LL.PP. 21/01/2019 n.7

Coeff. parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

Carichi	Effetto		Combinazioni statiche					Combinazioni sismiche		
			HYD	UPL	EQU	A1	A2	EQU	A1	A2
Permanenti strutturali	Favorevoli	$\gamma_{G1, fav}$	1.00	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti strutturali	Sfavorevoli	$\gamma_{G1, sfav}$	1.00	1.10	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevoli	$\gamma_{G2, fav}$	0.00	0.80	0.80	0.80	0.80	0.00	0.00	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavorevoli	$\gamma_{G2, sfav}$	1.00	1.50	1.50	1.50	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili	Favorevoli	$\gamma_{Q, fav}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevoli	$\gamma_{Q, sfav}$	1.00	1.50	1.50	1.50	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili da traffico	Favorevoli	$\gamma_{QT, fav}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevoli	$\gamma_{QT, sfav}$	1.00	1.50	1.35	1.35	1.15	1.00	1.00	1.00

Coeff. parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro		Combinazioni statiche		Combinazioni sismiche	
		M1	M2	M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan(\phi')}$		1.00	1.25	1.00
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$		1.00	1.25	1.00
Resistenza non drenata	γ_{cu}		1.00	1.40	1.00
Peso nell'unita di volume	γ_r		1.00	1.00	1.00

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

Verifica	Combinazioni statiche	Combinazioni sismiche
----------	-----------------------	-----------------------

progettazione ati:

	R1	R2	R3	R1	R2	R3
Capacità portante	--	--	1.40	--	--	1.20
Scorrimento	--	--	1.10	--	--	1.00
Resistenza terreno a valle	--	--	1.40	--	--	1.20
Ribaltamento	--	--	1.15	--	--	1.00
Stabilità fronte di scavo	--	1.10	--	--	1.20	--

Carichi verticali. Coeff. parziali g_R da applicare alle resistenze caratteristiche

Resistenza		Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		R1	R2	R3	R1	R2	R3	R1	R2	R3
Punta	γ_b	--	--	1.15	--	--	1.35	--	--	1.30
Laterale compressione	γ_s	--	--	1.15	--	--	1.15	--	--	1.15
Totale compressione	γ_t	--	--	1.15	--	--	1.30	--	--	1.25
Laterale trazione	γ_{st}	--	--	1.25	--	--	1.25	--	--	1.25

Carichi trasversali. Coeff. parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche

		R1	R2	R3
Trasversale	γ_t	--	--	1.30

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

Numero di verticali indagate 1

$\zeta_3=1.70$ $\zeta_4=1.70$

Descrizione combinazioni di carico

Con riferimento alle azioni elementari prima determinate, si sono considerate le seguenti combinazioni di carico:

- Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

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

- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \Psi_{0,2} Q_{k2} + \Psi_{0,3} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + \Psi_{1,1} Q_{k1} + \Psi_{2,2} Q_{k2} + \Psi_{2,3} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente, impiegata per gli effetti di lungo periodo:

$$G_1 + G_2 + \Psi_{2,1} Q_{k1} + \Psi_{2,2} Q_{k2} + \Psi_{2,3} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi connessi all'azione sismica E:

progettazione ati:

$$E + G_1 + G_2 + \Psi_{2,1} Q_{k1} + \Psi_{2,2} Q_{k2} + \Psi_{2,3} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali Ad:

$$G_1 + G_2 + A_d + \Psi_{2,1} Q_{k1} + \Psi_{2,2} Q_{k2} + \Psi_{2,3} Q_{k3} + \dots$$

I valori dei coeff. $\Psi_{0,j}$, $\Psi_{1,j}$, $\Psi_{2,j}$ sono definiti nelle singole condizioni variabili. per I valori dei coeff. γ_G e γ_Q , sono definiti nella tabella normativa.

progettazione ati:

19.6 Modello di calcolo

Il modello di calcolo è stato realizzato mediante il programma agli elementi finiti Max, software per la verifica dei muri di sostegno della Aztec in licenza alla Setin Srl.

Per la creazione del modello all'interno del programma di calcolo, si procede mediante gli step seguenti:

- Definizione della normativa di riferimento (NTC2018);
- Definizione dell'accelerazione sismica mediante le coordinate del sito;
- Definizione del tipo di terreno (Vedere paragrafo relativo alla geotecnica);
- Definizione dei materiali utilizzati (Vedere paragrafo relativo ai materiali);
- Definizione geometria del muro;
- Definizione geometria della palificata;
- Definizione profilo e stratigrafia di analisi;
- Definizione dei carichi applicati, condizioni di carico e combinazioni;
- Definizione della tipologia di analisi.

Di seguito, si riporta la il modello in vista 3d del muro andatore e la stratigrafia adottata nel modello di calcolo.

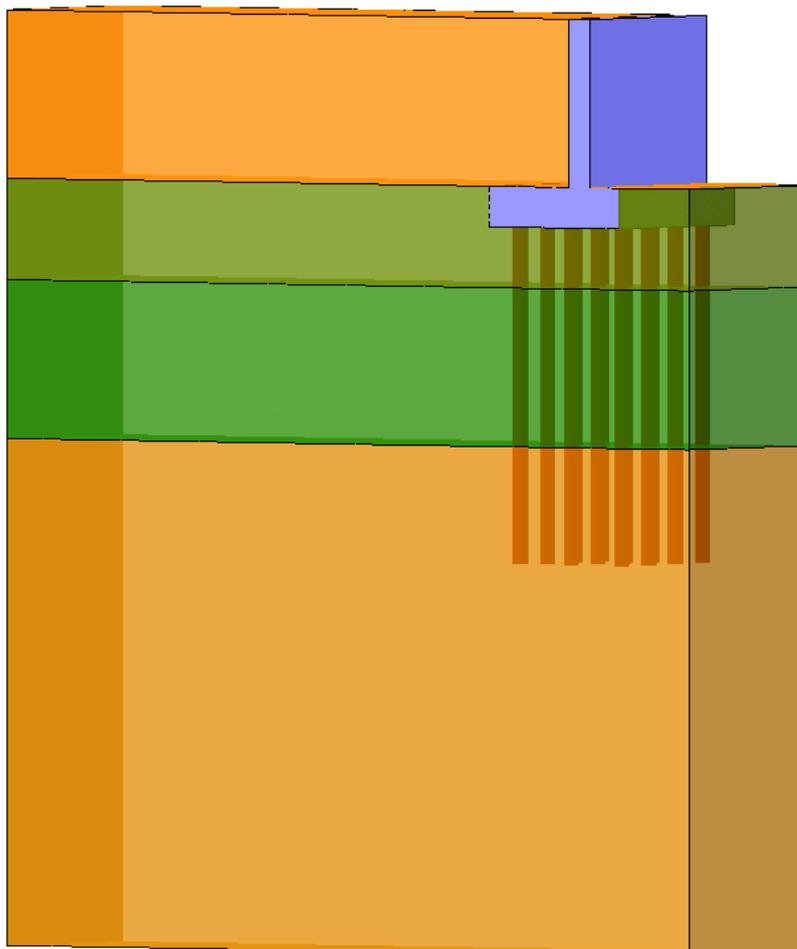


Figura 3-vista 3d del modello di calcolo

progettazione ati:

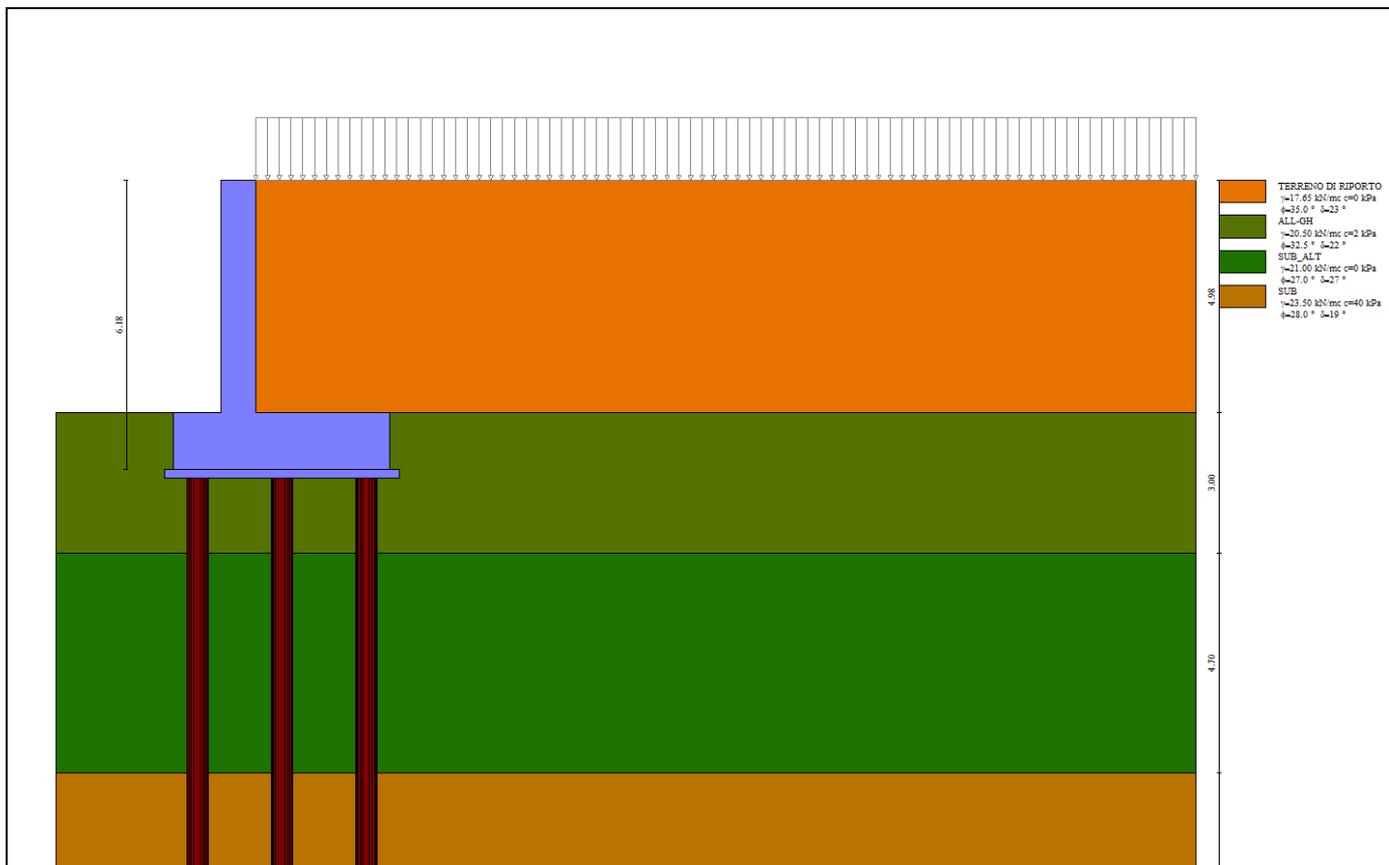


Figura 4-Stratigrafia modello di calcolo

progettazione ati:

19.7 Risultati modello di calcolo

Risultanti globali

Simbologia adottata

Cmb	Indice/Tipo combinazione
N	Componente normale al piano di posa, espressa in [kN]
T	Componente parallela al piano di posa, espressa in [kN]
M _r	Momento ribaltante, espresso in [kNm]
M _s	Momento stabilizzante, espresso in [kNm]
ecc	Eccentricità risultante, espressa in [m]

Ic	N [kN]	T [kN]	M _r [kNm]	M _s [kNm]	ecc [m]
1 - STR (A1-M1-R3)	614.44	138.54	320.66	1747.35	-0.022
2 - STR (A1-M1-R3)	624.86	318.19	862.18	1751.46	0.877
3 - STR (A1-M1-R3)	468.09	306.13	1020.45	1532.79	1.205
4 - STR (A1-M1-R3)	758.21	138.54	320.66	2117.89	-0.070
5 - STR (A1-M1-R3)	689.60	138.54	320.66	1985.99	-0.115
6 - STR (A1-M1-R3)	683.05	138.54	320.66	1879.25	0.018
7 - GEO (A2-M2-R2)	592.27	141.10	330.11	1661.64	0.052
8 - GEO (A2-M2-R2)	624.86	318.19	862.18	1751.46	0.877
9 - GEO (A2-M2-R2)	468.09	306.13	1020.45	1532.79	1.205
10 - ECC	577.96	156.48	739.06	1546.73	0.903
11 - SLER	580.33	104.84	242.96	1618.89	-0.071
12 - SLEF	538.92	87.82	191.18	1477.10	-0.086
13 - SLEQ	511.30	76.48	156.66	1382.58	-0.098
14 - SLEQ	559.00	177.37	450.14	1534.19	0.361
15 - SLEQ	487.60	166.94	504.31	1427.74	0.406

Scarichi in testa ai pali

Simbologia adottata

Cmb	Indice/Tipo combinazione
Ip	Indice palo
N	Sforzo normale, espresso in [kN]
M	Momento, espresso in [kNm]
T	Taglio, espresso in [kN]

Cmb	Ip	N [kN]	M [kNm]	T [kN]
1 - STR (A1-M1-R3)	1	226.21	(*)	-69.27
	2	307.22		-69.27
	3	388.23		-69.27
2 - STR (A1-M1-R3) H + V	1	-125.71		-159.09
	2	406.11		-159.09
	3	656.88		-159.09
3 - STR (A1-M1-R3) H - V	1	-182.38		-153.06
	2	278.88		-153.06

progettazione ati:

VIADOTTO METAURO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

Cmb	Ip	N [kN]	M [kNm]	T [kN]
	3	605.62		-153.06
4 - STR (A1-M1-R3)	1	312.20		-69.27
	2	379.11		-69.27
	3	446.01		-69.27
5 - STR (A1-M1-R3)	1	287.07		-69.27
	2	344.80		-69.27
	3	402.53		-69.27
6 - STR (A1-M1-R3)	1	251.34		-69.27
	2	341.53		-69.27
	3	431.71		-69.27
10 - ECC	1	5.68		-78.24
	2	295.24		-78.24
	3	566.02		-78.24
11 - SLER	1	239.82		-52.42
	2	290.17		-52.42
	3	340.51		-52.42
12 - SLEF	1	231.51		-43.91
	2	269.46		-43.91
	3	307.41		-43.91
13 - SLEQ	1	225.97		-38.24
	2	255.65		-38.24
	3	285.33		-38.24
14 - SLEQ H + V	1	98.28		-88.68
	2	279.50		-88.68
	3	460.73		-88.68
15 - SLEQ H - V	1	70.31		-83.47
	2	243.80		-83.47
	3	417.29		-83.47

(*) il valore del momento è ricavato dal valore del Taglio applicato ad uno schema di trave su suolo elastico incastrata in testa (vdr. Relazione geotecnica)

progettazione ati:

19.7.1 Sollecitazioni paramento

Simbologia adottata

- N Sforzo normale, espresso in [kN]. Positivo se di compressione.
 T Taglio, espresso in [kN]. Positivo se diretto da monte verso valle
 M Momento, espresso in [kNm]. Positivo se tende le fibre contro terra (a monte)

Di seguito si riporta I valori delle sollecitazioni lungo il paramento del muro valutati mediante l'involuppo delle combinazioni di carico.

n°	X [m]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]	T _{min} [kN]	T _{max} [kN]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]
1	0.00	0.00	33.33	0.00	80.00	0.00	75.50
2	-0.10	1.57	35.20	0.02	80.02	0.00	83.47
3	-0.20	3.14	37.07	0.08	80.08	0.01	91.44
4	-0.30	4.72	38.93	0.18	80.18	0.02	99.42
5	-0.40	6.29	40.80	0.32	80.32	0.04	107.42
6	-0.50	7.86	42.67	0.49	80.49	0.08	115.42
7	-0.60	9.43	44.53	0.71	80.71	0.14	123.45
8	-0.70	11.00	46.40	0.96	80.96	0.22	131.50
9	-0.80	12.57	48.27	1.26	81.26	0.34	139.58
10	-0.90	14.15	50.14	1.59	81.59	0.48	147.69
11	-1.00	15.72	52.01	1.97	81.97	0.65	155.84
12	-1.10	17.29	53.87	2.38	82.38	0.87	164.02
13	-1.20	18.86	55.74	2.83	82.83	1.13	172.25
14	-1.29	20.43	57.61	3.32	83.32	1.44	180.52
15	-1.39	22.01	59.48	3.85	83.85	1.79	188.85
16	-1.49	23.58	61.34	4.42	84.49	2.20	197.23
17	-1.59	25.15	63.21	5.03	85.30	2.67	205.68
18	-1.69	26.72	65.08	5.68	86.35	3.21	214.23
19	-1.79	28.29	66.95	6.37	87.72	3.81	222.89
20	-1.89	29.87	68.81	7.10	89.31	4.48	231.71
21	-1.99	31.44	70.68	7.86	91.04	5.22	240.69
22	-2.09	33.01	72.55	8.67	92.85	6.05	249.85
23	-2.19	34.58	74.42	9.51	94.64	6.95	259.18
24	-2.29	36.15	76.28	10.40	96.42	7.94	268.70
25	-2.39	37.72	78.15	11.32	98.18	9.02	278.39
26	-2.49	39.30	80.02	12.28	99.93	10.20	288.26
27	-2.59	40.87	81.89	13.29	101.68	11.47	298.30
28	-2.69	42.44	83.75	14.33	103.41	12.85	308.51
29	-2.79	44.01	85.62	15.41	105.13	14.33	318.90
30	-2.89	45.58	87.49	16.53	106.85	15.92	329.45
31	-2.99	47.16	89.36	17.69	108.56	17.62	340.18
32	-3.09	48.73	91.22	18.89	110.26	19.44	351.08
33	-3.19	50.30	93.09	20.12	111.95	21.38	362.14
34	-3.29	51.87	94.96	21.40	113.64	23.45	373.38
35	-3.39	53.44	96.83	22.72	115.32	25.65	384.78
36	-3.49	55.01	98.69	24.07	117.00	27.98	396.35
37	-3.59	56.59	100.56	25.47	118.67	30.44	408.09
38	-3.69	58.16	102.43	26.90	120.34	33.05	419.99
39	-3.78	59.73	104.29	28.38	122.00	35.80	432.06
40	-3.88	61.30	106.16	29.89	123.66	38.70	444.29
41	-3.98	62.87	108.03	31.44	125.32	41.76	456.69
42	-4.08	64.45	109.90	33.03	126.97	44.97	469.26
43	-4.18	66.02	111.77	34.66	128.62	48.34	481.98
44	-4.28	67.59	113.63	36.33	130.27	51.88	494.88
45	-4.38	69.16	115.50	38.04	131.94	55.58	507.93
46	-4.48	70.73	117.37	39.79	133.63	59.46	521.16
47	-4.58	72.31	119.24	41.58	135.35	63.51	534.55

progettazione ati:

n°	X [m]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]	T _{min} [kN]	T _{max} [kN]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]
48	-4.68	73.88	121.10	43.41	137.12	67.74	548.12
49	-4.78	75.45	122.97	45.27	138.93	72.16	561.87
50	-4.88	77.02	124.84	47.18	140.78	76.76	575.80
51	-4.98	78.59	126.71	49.13	142.68	81.55	589.92

Tabella 2-Valori delle sollecitazioni sul paramento per l'involuppo delle combinazioni di carico

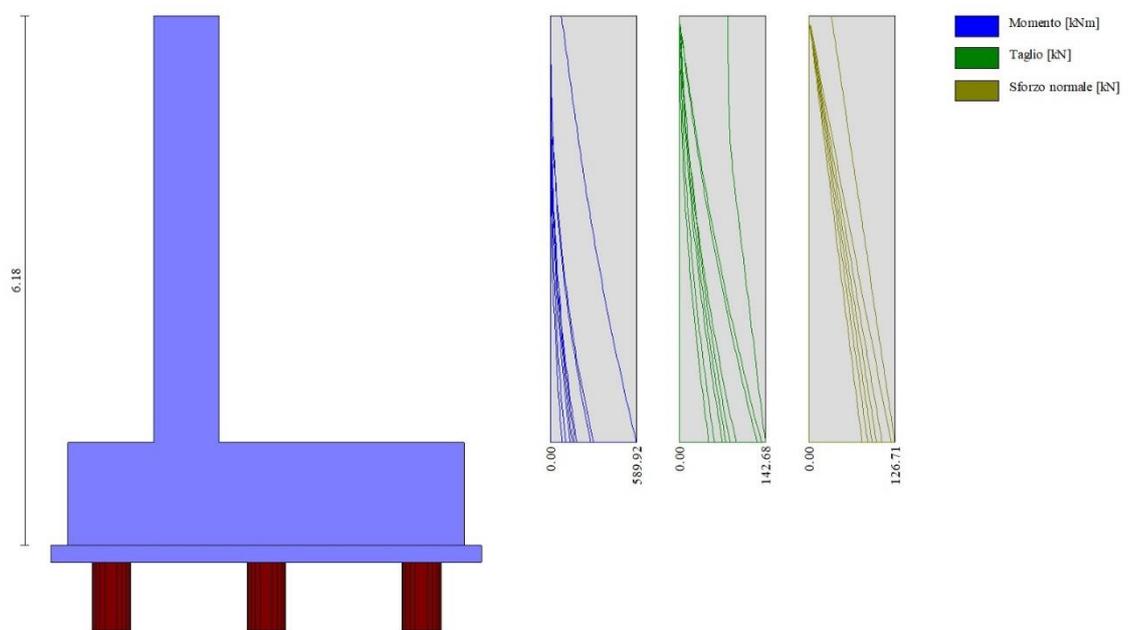


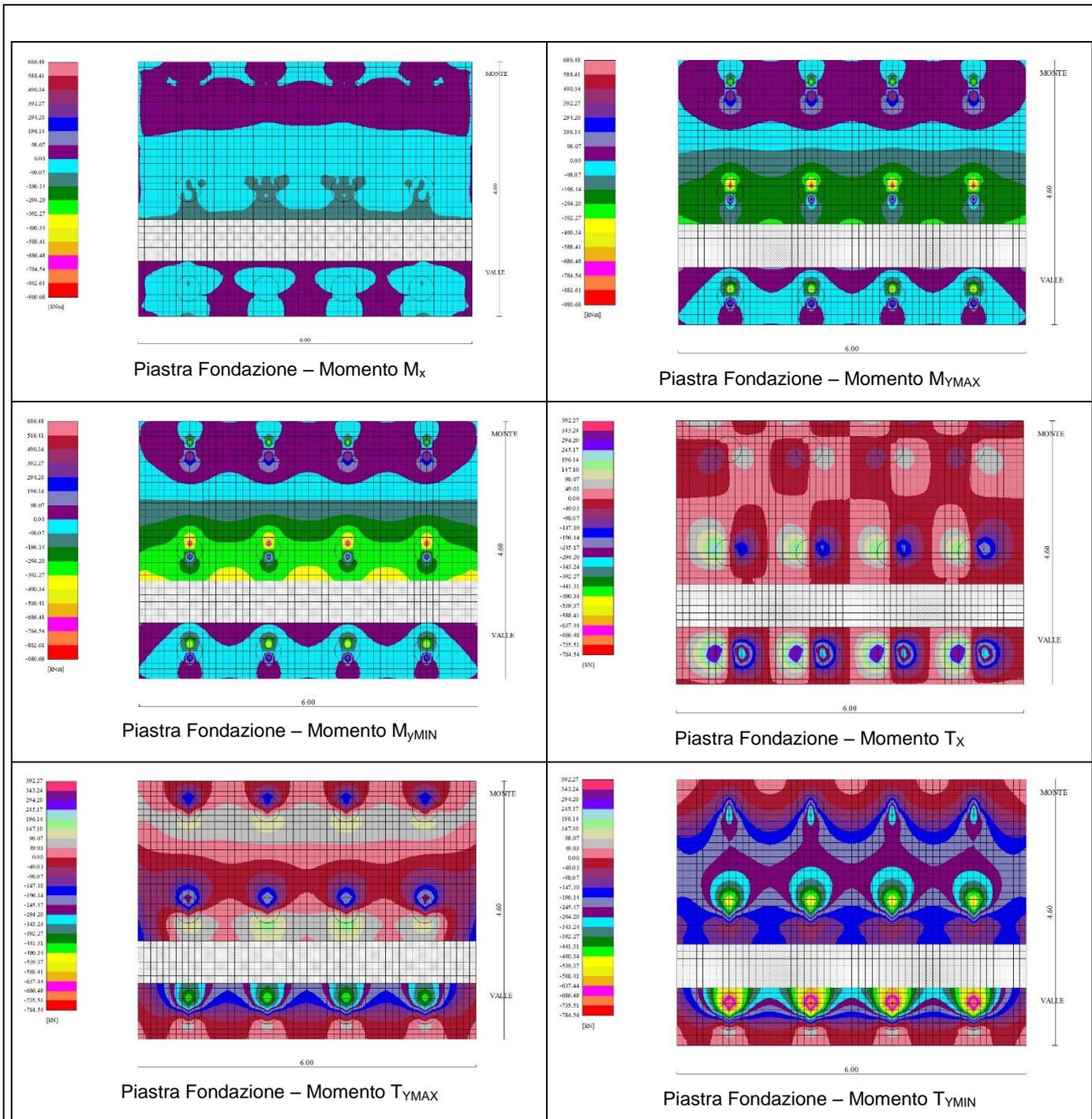
Figura 5-Diagramma delle sollecitazioni lungo il paramento per l'involuppo delle combinazioni di carico

19.7.2 Sollecitazioni Piastra di fondazione

Di seguito si riportano i valori delle sollecitazioni minimi e massimi sulla piastra di fondazione per l'involuppo delle combinazioni di carico.

In	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _{xy} [kNm]	T _x [kN]	T _y [kN]	
1731	98.67 (3)	-3.17 (3)	0.18 (3)	11.61 (3)	-20.08 (3)	MAX
274	-165.56 (3)	-551.85 (3)	115.62 (3)	0.00 (3)	-123.75 (3)	MIN
1293	72.63 (2)	643.23 (2)	0.20 (2)	-1.88 (2)	-362.06 (2)	MAX
527	-162.39 (3)	-887.80 (3)	1.62 (3)	4.88 (3)	-584.60 (3)	MIN
87	-80.56 (2)	-105.42 (2)	218.74 (2)	-222.74 (2)	-281.47 (2)	MAX
1812	-80.56 (2)	-105.42 (2)	-218.74 (2)	222.74 (2)	-281.47 (2)	MIN
1770	-49.25 (2)	-80.44 (2)	-49.75 (2)	343.82 (2)	-222.88 (2)	MAX
106	-49.25 (2)	-80.44 (2)	49.75 (2)	-343.82 (2)	-222.88 (2)	MIN
420	8.62 (4)	258.43 (4)	-5.64 (4)	-6.72 (4)	174.93 (4)	MAX
408	-42.65 (2)	-273.56 (2)	0.97 (2)	-2.31 (2)	-755.64 (2)	MIN

progettazione ati:



progettazione ati:

19.8 Verifiche strutturali

19.8.1 Verifica a flessione paramento

Simbologia adottata

n°	indice sezione
Y	ordinata sezione espressa in [m]
B	larghezza sezione espresso in [m]
H	altezza sezione espressa in [m]
Afi	area ferri inferiori espresso in [mq]
Afs	area ferri superiori espressa in [mq]
M	momento agente espressa in [kNm]
N	sfuerzo normale agente espressa in [kN]
Mu	momento ultimi espresso in [kNm]
Nu	sfuerzo normale ultimo espressa in [kN]
FS	fattore di sicurezza (rapporto tra sollecitazione ultima e sollecitazione agente)

n°	B [m]	H [m]	Afi [mq]	Afs [mq]	M [kNm]	N [kN]	Mu [kNm]	Nu [kN]	FS
1	1.00	0.75	0.001206	0.002413	75.50	33.33	861.13	380.15	11.406
2	1.00	0.75	0.001206	0.002413	83.47	35.20	854.71	360.41	10.240
3	1.00	0.75	0.001206	0.002413	91.44	37.07	849.48	344.32	9.290
4	1.00	0.75	0.001206	0.002413	99.42	38.93	845.12	330.94	8.500
5	1.00	0.75	0.001206	0.002413	107.42	40.80	841.44	319.61	7.833
6	1.00	0.75	0.001206	0.002413	115.42	42.67	838.27	309.88	7.263
7	1.00	0.75	0.001206	0.002413	123.45	44.53	835.52	301.41	6.768
8	1.00	0.75	0.001206	0.002413	131.50	46.40	833.10	293.97	6.335
9	1.00	0.75	0.001206	0.002413	139.58	48.27	830.94	287.36	5.953
10	1.00	0.75	0.001206	0.002413	147.69	50.14	829.02	281.43	5.613
11	1.00	0.75	0.001206	0.002413	155.84	52.01	827.27	276.08	5.309
12	1.00	0.75	0.001206	0.002413	164.02	53.87	825.69	271.20	5.034
13	1.00	0.75	0.001206	0.002413	172.25	55.74	824.23	266.73	4.785
14	1.00	0.75	0.001206	0.002413	180.52	57.61	822.89	262.60	4.558
15	1.00	0.75	0.001206	0.002413	188.85	59.48	821.64	258.77	4.351
16	1.00	0.75	0.001206	0.002413	197.23	61.34	820.48	255.19	4.160
17	1.00	0.75	0.001206	0.002413	205.68	63.21	819.38	251.81	3.984
18	1.00	0.75	0.001206	0.002413	214.23	65.08	818.33	248.59	3.820
19	1.00	0.75	0.001206	0.002413	222.89	66.95	817.32	245.48	3.667
20	1.00	0.75	0.001206	0.002413	231.71	68.81	816.33	242.43	3.523
21	1.00	0.75	0.001206	0.002413	240.69	70.68	815.35	239.43	3.388
22	1.00	0.75	0.001206	0.002413	249.85	72.55	814.39	236.47	3.260
23	1.00	0.75	0.001206	0.002413	259.18	74.42	813.44	233.55	3.138
24	1.00	0.75	0.001206	0.002413	268.70	76.28	812.50	230.67	3.024
25	1.00	0.75	0.001206	0.002413	278.39	78.15	811.58	227.83	2.915
26	1.00	0.75	0.001206	0.002413	288.26	80.02	810.67	225.03	2.812
27	1.00	0.75	0.001206	0.002413	298.30	81.89	809.77	222.29	2.715
28	1.00	0.75	0.001206	0.002413	308.51	83.75	808.90	219.60	2.622
29	1.00	0.75	0.001206	0.002413	318.90	85.62	808.04	216.95	2.534
30	1.00	0.75	0.001206	0.002413	329.45	87.49	807.19	214.35	2.450
31	1.00	0.75	0.001206	0.002413	340.18	89.36	806.36	211.81	2.370
32	1.00	0.75	0.001206	0.002413	351.08	91.22	805.55	209.31	2.295
33	1.00	0.75	0.001206	0.002413	362.14	93.09	804.76	206.86	2.222
34	1.00	0.75	0.001206	0.002413	373.38	94.96	803.98	204.47	2.153
35	1.00	0.75	0.001206	0.002413	384.78	96.83	803.21	202.12	2.087

progettazione ati:

n°	B [m]	H [m]	Afi [mq]	Afs [mq]	M [kNm]	N [kN]	Mu [kNm]	Nu [kN]	FS
36	1.00	0.75	0.001206	0.002413	396.35	98.69	802.46	199.82	2.025
37	1.00	0.75	0.001206	0.002413	408.09	100.56	801.73	197.56	1.965
38	1.00	0.75	0.001206	0.002413	419.99	102.43	801.01	195.35	1.907
39	1.00	0.75	0.001206	0.002413	432.06	104.29	800.30	193.19	1.852
40	1.00	0.75	0.001206	0.002413	444.29	106.16	799.61	191.07	1.800
41	1.00	0.75	0.001206	0.002413	456.69	108.03	798.94	188.99	1.749
42	1.00	0.75	0.001206	0.002413	469.26	109.90	798.28	186.95	1.701
43	1.00	0.75	0.001206	0.002413	481.98	111.77	797.63	184.96	1.655
44	1.00	0.75	0.001206	0.002413	494.88	113.63	796.99	183.00	1.610
45	1.00	0.75	0.001206	0.002413	507.93	115.50	796.37	181.09	1.568
46	1.00	0.75	0.001206	0.002413	521.16	117.37	795.76	179.21	1.527
47	1.00	0.75	0.001206	0.002413	534.55	119.24	795.16	177.36	1.488
48	1.00	0.75	0.001206	0.002413	548.12	121.10	794.57	175.55	1.450
49	1.00	0.75	0.001206	0.002413	561.87	122.97	793.99	173.77	1.413
50	1.00	0.75	0.001206	0.002413	575.80	124.84	793.42	172.02	1.378
51	1.00	0.75	0.001206	0.002413	589.92	126.71	792.86	170.29	1.344

Tabella 3-Verifica a Flessione paramento

19.8.2 Verifica a taglio paramento

Simbologia adottata

- Is indice sezione
 Y ordinata sezione espressa in [m]
 B larghezza sezione espresso in [m]
 H altezza sezione espressa in [m]
 A_{sw} area ferri a taglio espresso in [mq]
 cotgq inclinazione delle bielle compresse, q inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
 V_{Rcd} resistenza di progetto a 'taglio compressione' espressa in [kN]
 V_{Rsd} resistenza di progetto a 'taglio trazione' espressa in [kN]
 V_{Rd} resistenza di progetto a taglio espresso in [kN]. Per elementi con armature trasversali resistenti al taglio (A_{sw}>0.0)
 V_{Rd}=min(V_{Rcd}, V_{Rsd}).
 T taglio agente espressa in [kN]
 FS fattore di sicurezza (rapporto tra sollecitazione resistente e sollecitazione agente)

n°	B [m]	H [m]	A _{sw} [mq]	cotθ	V _{Rcd} [kN]	V _{Rsd} [kN]	V _{Rd} [kN]	T [kN]	FS
1	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	343.19	80.00	4.290
2	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	343.46	80.02	4.292
3	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	343.73	80.08	4.292
4	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	344.00	80.18	4.290
5	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	344.26	80.32	4.286
6	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	344.53	80.49	4.280
7	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	344.80	80.71	4.272
8	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	345.06	80.96	4.262
9	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	345.33	81.26	4.250
10	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	345.60	81.59	4.236
11	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	345.86	81.97	4.220
12	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	346.13	82.38	4.202
13	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	346.40	82.83	4.182

progettazione ati:

VIADOTTO METAURO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

n°	B [m]	H [m]	A _{sw} [mq]	cotθ	V _{Rcd} [kN]	V _{Rsd} [kN]	V _{Rd} [kN]	T [kN]	FS
14	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	346.67	83.32	4.161
15	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	346.93	83.85	4.137
16	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	347.20	84.49	4.109
17	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	347.47	85.30	4.073
18	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	347.73	86.35	4.027
19	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	348.00	87.72	3.967
20	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	348.27	89.31	3.900
21	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	348.54	91.04	3.828
22	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	348.80	92.85	3.757
23	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	349.07	94.64	3.688
24	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	349.34	96.42	3.623
25	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	349.60	98.18	3.561
26	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	349.87	99.93	3.501
27	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	350.14	101.68	3.444
28	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	350.40	103.41	3.388
29	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	350.67	105.13	3.335
30	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	350.94	106.85	3.284
31	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	351.21	108.56	3.235
32	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	351.47	110.26	3.188
33	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	351.74	111.95	3.142
34	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	352.01	113.64	3.097
35	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	352.27	115.32	3.055
36	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	352.54	117.00	3.013
37	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	352.81	118.67	2.973
38	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	353.08	120.34	2.934
39	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	353.34	122.00	2.896
40	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	353.61	123.66	2.859
41	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	353.88	125.32	2.824
42	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	354.14	126.97	2.789
43	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	354.41	128.62	2.756
44	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	354.68	130.27	2.723
45	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	354.94	131.94	2.690
46	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	355.21	133.63	2.658
47	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	355.48	135.35	2.626
48	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	355.75	137.12	2.594
49	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	356.01	138.93	2.563
50	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	356.28	140.78	2.531
51	1.00	0.75	0.000000	--	0.00	0.00	356.55	142.68	2.499

Tabella 4-Verifica a taglio paramento

progettazione ati:

19.8.3 Verifica a flessione piastra fondazione

Simbologia adottata

n°	indice sezione
Y	ordinata sezione espressa in [m]
B	larghezza sezione espresso in [m]
H	altezza sezione espressa in [m]
Afi, Afs	area ferri inferiori e superiori, espresso in [mq]
Mp, Mn	momento positivo e negativo agente espressa in [kNm]
Mu	momento ultimi espresso in [kNm]
FS	fattore di sicurezza (rapporto tra sollecitazione ultima e sollecitazione agente)

Is	Afi [mq]	Afs [mq]	Mp [kNm]	Mn [kNm]	Mu [kNm]	FS
1-21-P	0.001810	0.001810	15.32	-73.25	-806.03	14.095 (2)
3-10-P	0.001810	0.001810	0.00	-107.61	-805.72	10.479 (3)
4-10-P	0.001810	0.001810	0.62	-26.10	-805.72	35.579 (3)
5-5-P	0.001810	0.001810	48.94	-13.95	805.72	61.779 (3)
6-6-S	0.001810	0.001810	0.00	-397.26	-806.03	3.090 (3)
7-6-S	0.001810	0.001810	0.00	-424.02	-806.03	3.021 (3)
8-6-S	0.001810	0.001810	0.00	-401.17	-806.03	3.199 (3)
9-6-S	0.001810	0.001810	0.00	-401.17	-806.03	3.199 (3)
10-6-S	0.001810	0.001810	0.00	-424.02	-806.03	3.021 (3)
11-6-S	0.001810	0.001810	0.00	-397.26	-806.03	3.090 (3)

Tabella 5-Verifica a flessione piastra di fondazione

19.8.4 Verifica a taglio piastra fondazione

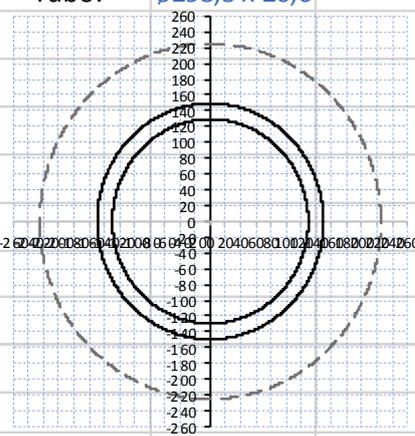
Simbologia adottata

Is	indice sezione
Y	ordinata sezione espressa in [m]
B	larghezza sezione espresso in [m]
H	altezza sezione espressa in [m]
A _{sw}	area ferri a taglio espresso in [mq]
cotgq	inclinazione delle bielle compresse, q inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
V _{Rcd}	resistenza di progetto a 'taglio compressione' espressa in [kN]
V _{Rsd}	resistenza di progetto a 'taglio trazione' espressa in [kN]
V _{Rd}	resistenza di progetto a taglio espresso in [kN]. Per elementi con armature trasversali resistenti al taglio (A _{sw} >0.0)
V _{Rd}	=min(V _{Rcd} , V _{Rsd}).
T	taglio agente espressa in [kN]
FS	fattore di sicurezza (rapporto tra sollecitazione resistente e sollecitazione agente)

progettazione ati:

Is	B [m]	H [m]	A _{sw} [mq]	cotg (θ)	V _{Rcd} [kN]	V _{Rsd} [kN]	V _{Rd} [kN]	T [kN]	FS
1-10-P	1.00	1.20	0.000000	2.000	0.00	0.00	346.99	164.63	2.108 (1)
3-1-P	0.95	1.20	0.000000	2.000	0.00	0.00	329.64	74.50	4.424 (1)
4-6-P	0.95	1.20	0.000000	2.000	0.00	0.00	329.64	23.83	13.833 (1)
5-11-P	0.95	1.20	0.000000	2.000	0.00	0.00	329.64	60.12	5.483 (1)
6-6-S	1.00	1.20	0.000000	2.000	0.00	0.00	346.99	333.42	1.041 (1)
7-6-S	1.00	1.20	0.000000	2.000	0.00	0.00	346.99	330.83	1.049 (1)
8-11-S	1.00	1.20	0.000000	2.000	0.00	0.00	346.99	339.06	1.023 (1)
9-11-S	1.00	1.20	0.000000	2.000	0.00	0.00	346.99	339.06	1.023 (1)
10-6-S	1.00	1.20	0.000000	2.000	0.00	0.00	346.99	330.83	1.049 (1)
11-6-S	1.00	1.20	0.000000	2.000	0.00	0.00	346.99	333.42	1.041 (1)

19.8.5 Verifica palo di fondazione

VERIFICA MEDIOPALO							
Materiale							
Acciaio	S355		Tipo di acciaio				
f _{yk}	355	N/mm ²	Tensione di snervamento				
f _{tk}	510	N/mm ²	Tensione di rottura				
γ _{M0}	1,05	-	Coefficiente parziale di sicurezza				
f _{yd}	338,10	N/mm ²	Tensione di snervamento di progetto				
Caratteristiche Sezione							
Tubo:	ø298,5 x 20,0						
	D _e	298,5	mm	Diametro Esterno Tubo			
	s _p	20	mm	Spessore Tubo			
	D _i	258,5	mm	Diametro Interno tubo			
	R _e	149,25	mm	Raggio esterno tubo			
	R _i	129,25	mm	Raggio interno tubo			
	A	175	cm ²	Area tubo			
	W _{el}	1143	cm ³	Modulo elastico di resistenza a flessione			
	D _{micropalo}	450	mm	Diametro Micropalo			
VERIFICA SEZIONE							
Verifica Sezione con Azione assiale (compressione), Momento Flettente e Taglio Massimo							
N _{ed} [kN]	M _{ed} [kNm]	V _{ed} [kN]	σ [Mpa]	τ [Mpa]	σ _{VM} [Mpa]	F.S. [-]	CHECK
656,88	283,04	159,09	285,17	18,18	286,90	0,85	σ _{VM} < f _{yd}
							Verifica Soddisfatta

progettazione ati:

19.9 Verifiche di esercizio

19.9.1 Verifica delle tensioni di esercizio

Simbologia adottata

n°	indice sezione
Y	ordinata sezione, espressa in [m]
B	larghezza sezione, espresso in [m]
H	altezza sezione, espressa in [m]
Afi	area ferri inferiori, espresso in [mq]
Afs	area ferri superiori, espressa in [mq]
M	momento agente, espressa in [kNm]
N	sforzo normale agente, espressa in [kN]
sc	tensione di compressione nel cls, espressa in [kPa]
sfi	tensione nei ferri inferiori, espressa in [kPa]
sfs	tensione nei ferri superiori, espressa in [kPa]

Combinazioni SLER

Paramento

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo	19920	[kPa]
Tensione massima di trazione dell'acciaio	360000	[kPa]

n°	B [m]	H [m]	Afi [mq]	Afs [mq]	M [kNm]	N [kN]	σc [kPa]	σfi [kPa]	σfs [kPa]
1	1.00	0.75	0.001206	0.002413	0.00	0.00	0 (11)	0 (11)	0 (11)
2	1.00	0.75	0.001206	0.002413	0.02	1.87	3 (11)	30 (11)	39 (11)
3	1.00	0.75	0.001206	0.002413	0.09	3.74	6 (11)	55 (11)	85 (11)
4	1.00	0.75	0.001206	0.002413	0.22	5.60	9 (11)	74 (11)	137 (11)
5	1.00	0.75	0.001206	0.002413	0.40	7.47	14 (11)	86 (11)	196 (11)
6	1.00	0.75	0.001206	0.002413	0.64	9.34	18 (11)	90 (11)	262 (11)
7	1.00	0.75	0.001206	0.002413	0.94	11.21	23 (11)	87 (11)	336 (11)
8	1.00	0.75	0.001206	0.002413	1.32	13.07	29 (11)	76 (11)	419 (11)
9	1.00	0.75	0.001206	0.002413	1.76	14.94	36 (11)	57 (11)	511 (11)
10	1.00	0.75	0.001206	0.002413	2.28	16.81	43 (11)	28 (11)	612 (11)
11	1.00	0.75	0.001206	0.002413	2.88	18.68	52 (11)	17 (11)	726 (11)
12	1.00	0.75	0.001206	0.002413	3.56	20.54	61 (11)	87 (11)	855 (11)
13	1.00	0.75	0.001206	0.002413	4.34	22.41	72 (11)	190 (11)	1003 (11)
14	1.00	0.75	0.001206	0.002413	5.20	24.28	85 (11)	334 (11)	1171 (11)
15	1.00	0.75	0.001206	0.002413	6.16	26.15	99 (11)	528 (11)	1361 (11)
16	1.00	0.75	0.001206	0.002413	7.21	28.01	115 (11)	781 (11)	1573 (11)
17	1.00	0.75	0.001206	0.002413	8.37	29.88	133 (11)	1100 (11)	1809 (11)
18	1.00	0.75	0.001206	0.002413	9.64	31.75	153 (11)	1489 (11)	2067 (11)
19	1.00	0.75	0.001206	0.002413	11.02	33.62	175 (11)	1954 (11)	2348 (11)
20	1.00	0.75	0.001206	0.002413	12.51	35.48	199 (11)	2498 (11)	2652 (11)

progettazione ati:

VIADOTTO METAURO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

n°	B [m]	H [m]	Afi [mq]	Afs [mq]	M [kNm]	N [kN]	σ_c [kPa]	σ_{fi} [kPa]	σ_{fs} [kPa]
21	1.00	0.75	0.001206	0.002413	14.13	37.35	225 (11)	3124 (11)	2979 (11)
22	1.00	0.75	0.001206	0.002413	15.86	39.22	253 (11)	3833 (11)	3329 (11)
23	1.00	0.75	0.001206	0.002413	17.73	41.09	283 (11)	4628 (11)	3701 (11)
24	1.00	0.75	0.001206	0.002413	19.72	42.95	315 (11)	5511 (11)	4097 (11)
25	1.00	0.75	0.001206	0.002413	21.85	44.82	349 (11)	6484 (11)	4517 (11)
26	1.00	0.75	0.001206	0.002413	24.11	46.69	385 (11)	7549 (11)	4960 (11)
27	1.00	0.75	0.001206	0.002413	26.52	48.56	423 (11)	8707 (11)	5429 (11)
28	1.00	0.75	0.001206	0.002413	29.07	50.42	463 (11)	9962 (11)	5922 (11)
29	1.00	0.75	0.001206	0.002413	31.78	52.29	506 (11)	11315 (11)	6441 (11)
30	1.00	0.75	0.001206	0.002413	34.64	54.16	551 (11)	12768 (11)	6986 (11)
31	1.00	0.75	0.001206	0.002413	37.66	56.03	598 (11)	14324 (11)	7557 (11)
32	1.00	0.75	0.001206	0.002413	40.83	57.89	648 (11)	15985 (11)	8157 (11)
33	1.00	0.75	0.001206	0.002413	44.18	59.76	700 (11)	17753 (11)	8784 (11)
34	1.00	0.75	0.001206	0.002413	47.69	61.63	755 (11)	19632 (11)	9440 (11)
35	1.00	0.75	0.001206	0.002413	51.38	63.50	812 (11)	21622 (11)	10125 (11)
36	1.00	0.75	0.001206	0.002413	55.25	65.36	872 (11)	23726 (11)	10840 (11)
37	1.00	0.75	0.001206	0.002413	59.30	67.23	934 (11)	25948 (11)	11586 (11)
38	1.00	0.75	0.001206	0.002413	63.53	69.10	1000 (11)	28289 (11)	12363 (11)
39	1.00	0.75	0.001206	0.002413	67.95	70.96	1068 (11)	30751 (11)	13172 (11)
40	1.00	0.75	0.001206	0.002413	72.57	72.83	1139 (11)	33338 (11)	14014 (11)
41	1.00	0.75	0.001206	0.002413	77.38	74.70	1212 (11)	36051 (11)	14888 (11)
42	1.00	0.75	0.001206	0.002413	82.39	76.57	1289 (11)	38894 (11)	15797 (11)
43	1.00	0.75	0.001206	0.002413	87.61	78.44	1369 (11)	41867 (11)	16740 (11)
44	1.00	0.75	0.001206	0.002413	93.04	80.30	1452 (11)	44975 (11)	17718 (11)
45	1.00	0.75	0.001206	0.002413	98.68	82.17	1538 (11)	48219 (11)	18732 (11)
46	1.00	0.75	0.001206	0.002413	104.54	84.04	1627 (11)	51602 (11)	19783 (11)
47	1.00	0.75	0.001206	0.002413	110.62	85.91	1719 (11)	55127 (11)	20870 (11)
48	1.00	0.75	0.001206	0.002413	116.92	87.77	1815 (11)	58795 (11)	21996 (11)
49	1.00	0.75	0.001206	0.002413	123.45	89.64	1914 (11)	62610 (11)	23159 (11)
50	1.00	0.75	0.001206	0.002413	130.21	91.51	2017 (11)	66573 (11)	24362 (11)
51	1.00	0.75	0.001206	0.002413	137.21	93.38	2123 (11)	70688 (11)	25605 (11)

Piastra fondazione

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 14940 [kPa]

Tensione massima di trazione dell'acciaio 360000 [kPa]

Is	B [m]	H [m]	Afi [mq]	Afs [mq]	Mp [kNm]	Mn [kNm]	σ_c [kPa]	σ_{fi} [kPa]	σ_{fs} [kPa]
1-21-P	1.00	1.20	0.001810	0.001810	9.03	-47.87	314 (14)	5219 (14)	21958 (14)
3-10-P	0.95	1.20	0.001810	0.001810	0.42	-43.91	321 (15)	4133 (15)	21913 (15)
4-13-P	0.95	1.20	0.001810	0.001810	2.02	-7.09	86 (15)	2515 (15)	5899 (15)
5-4-P	0.95	1.20	0.001810	0.001810	16.58	-20.00	146 (15)	8274 (15)	9981 (15)
6-6-S	1.00	1.20	0.001810	0.001810	0.00	-142.85	1019 (15)	13062 (15)	71231 (15)
7-6-S	1.00	1.20	0.001810	0.001810	0.00	-138.69	989 (15)	12682 (15)	69156 (15)
8-9-S	1.00	1.20	0.001810	0.001810	0.00	-131.37	937 (15)	12013 (15)	65508 (15)
9-9-S	1.00	1.20	0.001810	0.001810	0.00	-131.37	937 (15)	12013 (15)	65508 (15)
10-6-S	1.00	1.20	0.001810	0.001810	0.00	-138.69	989 (15)	12682 (15)	69156 (15)
11-6-S	1.00	1.20	0.001810	0.001810	0.00	-142.85	1019 (15)	13062 (15)	71231 (15)

progettazione ati:

Combinazioni SLEF

Paramento

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 33200 [kPa]

Tensione massima di trazione dell'acciaio 450000 [kPa]

n°	B [m]	H [m]	Afi [mq]	Afs [mq]	M [kNm]	N [kN]	σc [kPa]	σfi [kPa]	σfs [kPa]
1	1.00	0.75	0.001206	0.002413	0.00	0.00	0 (12)	0 (12)	0 (12)
2	1.00	0.75	0.001206	0.002413	0.01	1.87	3 (12)	32 (12)	38 (12)
3	1.00	0.75	0.001206	0.002413	0.04	3.74	5 (12)	62 (12)	78 (12)
4	1.00	0.75	0.001206	0.002413	0.10	5.60	8 (12)	88 (12)	122 (12)
5	1.00	0.75	0.001206	0.002413	0.18	7.47	12 (12)	111 (12)	169 (12)
6	1.00	0.75	0.001206	0.002413	0.30	9.34	15 (12)	130 (12)	221 (12)
7	1.00	0.75	0.001206	0.002413	0.46	11.21	19 (12)	144 (12)	277 (12)
8	1.00	0.75	0.001206	0.002413	0.66	13.07	23 (12)	154 (12)	338 (12)
9	1.00	0.75	0.001206	0.002413	0.91	14.94	28 (12)	158 (12)	405 (12)
10	1.00	0.75	0.001206	0.002413	1.20	16.81	33 (12)	157 (12)	477 (12)
11	1.00	0.75	0.001206	0.002413	1.54	18.68	39 (12)	149 (12)	557 (12)
12	1.00	0.75	0.001206	0.002413	1.95	20.54	45 (12)	134 (12)	643 (12)
13	1.00	0.75	0.001206	0.002413	2.41	22.41	52 (12)	112 (12)	738 (12)
14	1.00	0.75	0.001206	0.002413	2.94	24.28	59 (12)	83 (12)	840 (12)
15	1.00	0.75	0.001206	0.002413	3.54	26.15	67 (12)	45 (12)	950 (12)
16	1.00	0.75	0.001206	0.002413	4.21	28.01	76 (12)	8 (12)	1073 (12)
17	1.00	0.75	0.001206	0.002413	4.95	29.88	86 (12)	85 (12)	1210 (12)
18	1.00	0.75	0.001206	0.002413	5.78	31.75	98 (12)	190 (12)	1364 (12)
19	1.00	0.75	0.001206	0.002413	6.69	33.62	110 (12)	331 (12)	1536 (12)
20	1.00	0.75	0.001206	0.002413	7.69	35.48	125 (12)	515 (12)	1729 (12)
21	1.00	0.75	0.001206	0.002413	8.78	37.35	141 (12)	752 (12)	1943 (12)
22	1.00	0.75	0.001206	0.002413	9.97	39.22	159 (12)	1047 (12)	2179 (12)
23	1.00	0.75	0.001206	0.002413	11.26	41.09	179 (12)	1409 (12)	2438 (12)
24	1.00	0.75	0.001206	0.002413	12.65	42.95	201 (12)	1841 (12)	2720 (12)
25	1.00	0.75	0.001206	0.002413	14.15	44.82	225 (12)	2349 (12)	3024 (12)
26	1.00	0.75	0.001206	0.002413	15.76	46.69	251 (12)	2936 (12)	3351 (12)
27	1.00	0.75	0.001206	0.002413	17.49	48.56	278 (12)	3605 (12)	3701 (12)
28	1.00	0.75	0.001206	0.002413	19.34	50.42	308 (12)	4358 (12)	4074 (12)
29	1.00	0.75	0.001206	0.002413	21.31	52.29	340 (12)	5197 (12)	4469 (12)
30	1.00	0.75	0.001206	0.002413	23.40	54.16	373 (12)	6123 (12)	4887 (12)
31	1.00	0.75	0.001206	0.002413	25.63	56.03	409 (12)	7139 (12)	5328 (12)
32	1.00	0.75	0.001206	0.002413	28.00	57.89	447 (12)	8247 (12)	5793 (12)
33	1.00	0.75	0.001206	0.002413	30.50	59.76	487 (12)	9449 (12)	6281 (12)
34	1.00	0.75	0.001206	0.002413	33.15	61.63	529 (12)	10746 (12)	6795 (12)
35	1.00	0.75	0.001206	0.002413	35.94	63.50	573 (12)	12141 (12)	7333 (12)
36	1.00	0.75	0.001206	0.002413	38.89	65.36	619 (12)	13635 (12)	7897 (12)
37	1.00	0.75	0.001206	0.002413	41.98	67.23	668 (12)	15231 (12)	8487 (12)
38	1.00	0.75	0.001206	0.002413	45.24	69.10	719 (12)	16931 (12)	9103 (12)
39	1.00	0.75	0.001206	0.002413	48.66	70.96	773 (12)	18737 (12)	9747 (12)
40	1.00	0.75	0.001206	0.002413	52.25	72.83	829 (12)	20651 (12)	10419 (12)
41	1.00	0.75	0.001206	0.002413	56.01	74.70	887 (12)	22676 (12)	11120 (12)
42	1.00	0.75	0.001206	0.002413	59.94	76.57	948 (12)	24815 (12)	11850 (12)
43	1.00	0.75	0.001206	0.002413	64.05	78.44	1012 (12)	27068 (12)	12610 (12)
44	1.00	0.75	0.001206	0.002413	68.34	80.30	1078 (12)	29440 (12)	13400 (12)
45	1.00	0.75	0.001206	0.002413	72.82	82.17	1147 (12)	31931 (12)	14222 (12)
46	1.00	0.75	0.001206	0.002413	77.49	84.04	1219 (12)	34545 (12)	15076 (12)
47	1.00	0.75	0.001206	0.002413	82.35	85.91	1294 (12)	37284 (12)	15962 (12)
48	1.00	0.75	0.001206	0.002413	87.41	87.77	1372 (12)	40150 (12)	16881 (12)

progettazione ati:

VIADOTTO METAURO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

n°	B [m]	H [m]	Afi [mq]	Afs [mq]	M [kNm]	N [kN]	σ_c [kPa]	σ_{fi} [kPa]	σ_{fs} [kPa]
49	1.00	0.75	0.001206	0.002413	92.67	89.64	1452 (12)	43146 (12)	17834 (12)
50	1.00	0.75	0.001206	0.002413	98.14	91.51	1536 (12)	46275 (12)	18822 (12)
51	1.00	0.75	0.001206	0.002413	103.82	93.38	1623 (12)	49538 (12)	19845 (12)

Piastra fondazione

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 14940 [kPa]

Tensione massima di trazione dell'acciaio 360000 [kPa]

Is	B [m]	H [m]	Afi [mq]	Afs [mq]	Mp [kNm]	Mn [kNm]	σ_c [kPa]	σ_{fi} [kPa]	σ_{fs} [kPa]
1-21-P	1.00	1.20	0.001810	0.001810	9.03	-47.87	314 (14)	5219 (14)	21958 (14)
3-10-P	0.95	1.20	0.001810	0.001810	0.42	-43.91	321 (15)	4133 (15)	21913 (15)
4-13-P	0.95	1.20	0.001810	0.001810	2.02	-7.09	86 (15)	2515 (15)	5899 (15)
5-4-P	0.95	1.20	0.001810	0.001810	16.58	-20.00	146 (15)	8274 (15)	9981 (15)
6-6-S	1.00	1.20	0.001810	0.001810	0.00	-142.85	1019 (15)	13062 (15)	71231 (15)
7-6-S	1.00	1.20	0.001810	0.001810	0.00	-138.69	989 (15)	12682 (15)	69156 (15)
8-9-S	1.00	1.20	0.001810	0.001810	0.00	-131.37	937 (15)	12013 (15)	65508 (15)
9-9-S	1.00	1.20	0.001810	0.001810	0.00	-131.37	937 (15)	12013 (15)	65508 (15)
10-6-S	1.00	1.20	0.001810	0.001810	0.00	-138.69	989 (15)	12682 (15)	69156 (15)
11-6-S	1.00	1.20	0.001810	0.001810	0.00	-142.85	1019 (15)	13062 (15)	71231 (15)

Combinazioni SLEQ

Paramento

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 14940 [kPa]

Tensione massima di trazione dell'acciaio 450000 [kPa]

n°	B [m]	H [m]	Afi [mq]	Afs [mq]	M [kNm]	N [kN]	σ_c [kPa]	σ_{fi} [kPa]	σ_{fs} [kPa]
1	1.00	0.75	0.001206	0.002413	0.00	0.00	0 (13)	0 (13)	0 (13)
2	1.00	0.75	0.001206	0.002413	0.04	2.00	3 (14)	33 (13)	43 (14)
3	1.00	0.75	0.001206	0.002413	0.14	4.00	7 (14)	66 (13)	96 (14)
4	1.00	0.75	0.001206	0.002413	0.33	5.99	11 (14)	97 (13)	158 (14)
5	1.00	0.75	0.001206	0.002413	0.59	7.99	16 (14)	128 (13)	230 (14)
6	1.00	0.75	0.001206	0.002413	0.94	9.99	22 (14)	156 (13)	312 (14)
7	1.00	0.75	0.001206	0.002413	1.38	11.99	29 (14)	182 (13)	406 (14)
8	1.00	0.75	0.001206	0.002413	1.91	13.99	36 (14)	206 (13)	510 (14)
9	1.00	0.75	0.001206	0.002413	2.53	15.98	45 (14)	226 (13)	631 (14)
10	1.00	0.75	0.001206	0.002413	3.26	17.98	55 (14)	242 (13)	770 (14)
11	1.00	0.75	0.001206	0.002413	4.09	19.98	67 (14)	254 (13)	932 (14)
12	1.00	0.75	0.001206	0.002413	5.03	21.98	81 (14)	298 (14)	1118 (14)
13	1.00	0.75	0.001206	0.002413	6.08	23.98	97 (14)	333 (14)	1329 (14)
14	1.00	0.75	0.001206	0.002413	7.24	25.98	115 (14)	391 (14)	1565 (14)
15	1.00	0.75	0.001206	0.002413	8.53	27.97	135 (14)	437 (14)	1828 (14)

progettazione ati:

VIADOTTO METAURO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

n°	B [m]	H [m]	Afi [mq]	Afs [mq]	M [kNm]	N [kN]	σ_c [kPa]	σ_{fi} [kPa]	σ_{fs} [kPa]
16	1.00	0.75	0.001206	0.002413	9.94	29.97	158 (14)	1796 (14)	2115 (14)
17	1.00	0.75	0.001206	0.002413	11.47	31.97	183 (14)	2351 (14)	2428 (14)
18	1.00	0.75	0.001206	0.002413	13.14	33.97	209 (14)	2996 (14)	2766 (14)
19	1.00	0.75	0.001206	0.002413	14.94	35.97	238 (14)	3732 (14)	3129 (14)
20	1.00	0.75	0.001206	0.002413	16.88	37.96	269 (14)	4561 (14)	3517 (14)
21	1.00	0.75	0.001206	0.002413	18.97	39.96	303 (14)	5486 (14)	3931 (14)
22	1.00	0.75	0.001206	0.002413	21.20	41.96	338 (14)	6508 (14)	4370 (14)
23	1.00	0.75	0.001206	0.002413	23.58	43.96	376 (14)	7629 (14)	4835 (14)
24	1.00	0.75	0.001206	0.002413	26.12	45.96	416 (14)	8852 (14)	5327 (14)
25	1.00	0.75	0.001206	0.002413	28.82	47.95	459 (14)	10178 (14)	5846 (14)
26	1.00	0.75	0.001206	0.002413	31.68	49.95	504 (14)	11610 (14)	6393 (14)
27	1.00	0.75	0.001206	0.002413	34.70	51.95	551 (14)	13150 (14)	6969 (14)
28	1.00	0.75	0.001206	0.002413	37.90	53.95	601 (14)	14800 (14)	7573 (14)
29	1.00	0.75	0.001206	0.002413	41.27	55.95	654 (14)	16563 (14)	8207 (14)
30	1.00	0.75	0.001206	0.002413	44.82	57.95	709 (14)	18441 (14)	8871 (14)
31	1.00	0.75	0.001206	0.002413	48.55	59.94	767 (14)	20437 (14)	9566 (14)
32	1.00	0.75	0.001206	0.002413	52.47	61.94	828 (14)	22552 (14)	10292 (14)
33	1.00	0.75	0.001206	0.002413	56.57	63.94	891 (14)	24790 (14)	11051 (14)
34	1.00	0.75	0.001206	0.002413	60.87	65.94	958 (14)	27152 (14)	11842 (14)
35	1.00	0.75	0.001206	0.002413	65.37	67.94	1027 (14)	29641 (14)	12667 (14)
36	1.00	0.75	0.001206	0.002413	70.07	69.93	1099 (14)	32260 (14)	13525 (14)
37	1.00	0.75	0.001206	0.002413	74.98	71.93	1175 (14)	35011 (14)	14418 (14)
38	1.00	0.75	0.001206	0.002413	80.10	73.93	1253 (14)	37896 (14)	15347 (14)
39	1.00	0.75	0.001206	0.002413	85.43	75.93	1335 (14)	40918 (14)	16312 (14)
40	1.00	0.75	0.001206	0.002413	90.97	77.93	1419 (14)	44079 (14)	17313 (14)
41	1.00	0.75	0.001206	0.002413	96.74	79.92	1507 (14)	47382 (14)	18352 (14)
42	1.00	0.75	0.001206	0.002413	102.74	81.92	1599 (14)	50830 (14)	19428 (14)
43	1.00	0.75	0.001206	0.002413	108.96	83.92	1693 (14)	54424 (14)	20543 (14)
44	1.00	0.75	0.001206	0.002413	115.42	85.92	1791 (14)	58167 (14)	21698 (14)
45	1.00	0.75	0.001206	0.002413	122.11	87.92	1893 (14)	62063 (14)	22892 (14)
46	1.00	0.75	0.001206	0.002413	129.05	89.92	1998 (14)	66112 (14)	24127 (14)
47	1.00	0.75	0.001206	0.002413	136.22	91.91	2107 (14)	70318 (14)	25403 (14)
48	1.00	0.75	0.001206	0.002413	143.65	93.91	2219 (14)	74683 (14)	26722 (14)
49	1.00	0.75	0.001206	0.002413	151.33	95.91	2335 (14)	79210 (14)	28082 (14)
50	1.00	0.75	0.001206	0.002413	159.27	97.91	2455 (14)	83901 (14)	29486 (14)
51	1.00	0.75	0.001206	0.002413	167.47	99.91	2579 (14)	88759 (14)	30934 (14)

Piastra fondazione

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 14940 [kPa]

Tensione massima di trazione dell'acciaio 360000 [kPa]

Is	B [m]	H [m]	Afi [mq]	Afs [mq]	Mp [kNm]	Mn [kNm]	σ_c [kPa]	σ_{fi} [kPa]	σ_{fs} [kPa]
1-21-P	1.00	1.20	0.001810	0.001810	9.03	-47.87	314 (14)	5219 (14)	21958 (14)
3-10-P	0.95	1.20	0.001810	0.001810	0.42	-43.91	321 (15)	4133 (15)	21913 (15)
4-13-P	0.95	1.20	0.001810	0.001810	2.02	-7.09	86 (15)	2515 (15)	5899 (15)
5-4-P	0.95	1.20	0.001810	0.001810	16.58	-20.00	146 (15)	8274 (15)	9981 (15)
6-6-S	1.00	1.20	0.001810	0.001810	0.00	-142.85	1019 (15)	13062 (15)	71231 (15)
7-6-S	1.00	1.20	0.001810	0.001810	0.00	-138.69	989 (15)	12682 (15)	69156 (15)
8-9-S	1.00	1.20	0.001810	0.001810	0.00	-131.37	937 (15)	12013 (15)	65508 (15)
9-9-S	1.00	1.20	0.001810	0.001810	0.00	-131.37	937 (15)	12013 (15)	65508 (15)
10-6-S	1.00	1.20	0.001810	0.001810	0.00	-138.69	989 (15)	12682 (15)	69156 (15)
11-6-S	1.00	1.20	0.001810	0.001810	0.00	-142.85	1019 (15)	13062 (15)	71231 (15)

progettazione ati:

19.9.2 Verifica a fessurazione

Verifica a fessurazione

Simbologia adottata

n°	indice sezione
Y	ordinata sezione espressa in [m]
B	larghezza sezione espresso in [m]
H	altezza sezione espressa in [m]
Af	area ferri zona tesa espresso in [mq]
Aeff	area efficace espressa in [mq]
M	momento agente espressa in [kNm]
Mpf	momento di prima fessurazione espressa in [kNm]
e	deformazione espresso in %
Sm	spaziatura tra le fessure espressa in [m]
w	apertura delle fessure espressa in [m]

Combinazioni SLEF

Paramento

Apertura limite fessure $w_{lim}=0.30$

n°	B [m]	H [m]	Af [mq]	Aeff [mq]	M [kNm]	Mpf [kNm]	ϵ [%]	Sm [m]	w [m]
1	1.00	0.75	0.000000	0.000000	0.00	0.00	---	---	0.000000 (12)
2	1.00	0.75	0.002413	0.107500	0.01	416.05	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
3	1.00	0.75	0.002413	0.107500	0.04	416.29	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
4	1.00	0.75	0.002413	0.107500	0.10	416.54	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
5	1.00	0.75	0.002413	0.107500	0.18	416.78	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
6	1.00	0.75	0.002413	0.107500	0.30	417.04	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
7	1.00	0.75	0.002413	0.107500	0.46	417.27	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
8	1.00	0.75	0.002413	0.107500	0.66	417.53	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
9	1.00	0.75	0.002413	0.107500	0.91	417.77	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
10	1.00	0.75	0.002413	0.107500	1.20	418.01	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
11	1.00	0.75	0.002413	0.107500	1.54	418.26	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
12	1.00	0.75	0.002413	0.107500	1.95	418.51	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
13	1.00	0.75	0.002413	0.107500	2.41	418.74	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
14	1.00	0.75	0.002413	0.107500	2.94	419.00	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
15	1.00	0.75	0.002413	0.107500	3.54	419.24	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
16	1.00	0.75	0.002413	0.107500	4.21	419.48	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
17	1.00	0.75	0.002413	0.107500	4.95	419.73	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
18	1.00	0.75	0.002413	0.107500	5.78	419.99	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
19	1.00	0.75	0.002413	0.107500	6.69	420.23	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
20	1.00	0.75	0.002413	0.107500	7.69	420.46	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
21	1.00	0.75	0.002413	0.107500	8.78	420.71	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
22	1.00	0.75	0.002413	0.107500	9.97	420.96	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
23	1.00	0.75	0.002413	0.107500	11.26	421.21	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
24	1.00	0.75	0.002413	0.107500	12.65	421.45	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
25	1.00	0.75	0.002413	0.107500	14.15	421.71	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
26	1.00	0.75	0.002413	0.107500	15.76	421.94	0.000000	0.000000	0.000000 (12)

progettazione ati:

VIADOTTO METAURO – SOTTOSTRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

n°	B [m]	H [m]	Af [mq]	Aeff [mq]	M [kNm]	Mpf [kNm]	ε [%]	Sm [m]	w [m]
27	1.00	0.75	0.002413	0.107500	17.49	422.19	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
28	1.00	0.75	0.002413	0.107500	19.34	422.43	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
29	1.00	0.75	0.002413	0.107500	21.31	422.68	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
30	1.00	0.75	0.002413	0.107500	23.40	422.92	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
31	1.00	0.75	0.002413	0.107500	25.63	423.17	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
32	1.00	0.75	0.002413	0.107500	28.00	423.41	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
33	1.00	0.75	0.002413	0.107500	30.50	423.65	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
34	1.00	0.75	0.002413	0.107500	33.15	423.91	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
35	1.00	0.75	0.002413	0.107500	35.94	424.15	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
36	1.00	0.75	0.002413	0.107500	38.89	424.40	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
37	1.00	0.75	0.002413	0.107500	41.98	424.64	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
38	1.00	0.75	0.002413	0.107500	45.24	424.89	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
39	1.00	0.75	0.002413	0.107500	48.66	425.13	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
40	1.00	0.75	0.002413	0.107500	52.25	425.39	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
41	1.00	0.75	0.002413	0.107500	56.01	425.64	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
42	1.00	0.75	0.002413	0.107500	59.94	425.87	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
43	1.00	0.75	0.002413	0.107500	64.05	426.12	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
44	1.00	0.75	0.002413	0.107500	68.34	426.37	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
45	1.00	0.75	0.002413	0.107500	72.82	426.61	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
46	1.00	0.75	0.002413	0.107500	77.49	426.86	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
47	1.00	0.75	0.002413	0.107500	82.35	427.10	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
48	1.00	0.75	0.002413	0.107500	87.41	427.35	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
49	1.00	0.75	0.002413	0.107500	92.67	427.60	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
50	1.00	0.75	0.002413	0.107500	98.14	427.84	0.000000	0.000000	0.000000 (12)
51	1.00	0.75	0.002413	0.107500	103.82	428.09	0.000000	0.000000	0.000000 (12)

Piastra fondazione

Apertura limite fessure $w_{lim}=0.30$

Is	B [m]	H [m]	Af [mq]	Aeff [mq]	M [kNm]	Mpf [kNm]	ε [%]	Sm [m]	w [m]
1-1-P	1.00	1.20	0.001810	0.107500	0.99	-822.90	0.000000	0.000000	0.000000
3-1-P	0.95	1.20	0.001810	0.102125	2.31	-786.06	0.000000	0.000000	0.000000
4-1-P	0.95	1.20	0.001810	0.102125	-0.42	-786.06	0.000000	0.000000	0.000000
5-1-P	0.95	1.20	0.001810	0.102125	-0.33	-786.06	0.000000	0.000000	0.000000
6-1-S	1.00	1.20	0.001810	0.107500	-0.45	-822.90	0.000000	0.000000	0.000000
7-1-S	1.00	1.20	0.001810	0.107500	-1.00	-822.90	0.000000	0.000000	0.000000
8-1-S	1.00	1.20	0.001810	0.107500	0.83	-822.90	0.000000	0.000000	0.000000
9-1-S	1.00	1.20	0.001810	0.107500	0.83	-822.90	0.000000	0.000000	0.000000
10-1-S	1.00	1.20	0.001810	0.107500	-1.00	-822.90	0.000000	0.000000	0.000000
11-1-S	1.00	1.20	0.001810	0.107500	-0.45	-822.90	0.000000	0.000000	0.000000

progettazione ati:

Combinazioni SLEQ

Paramento

Apertura limite fessure $w_{lim}=0.20$

n°	B [m]	H [m]	Af [mq]	Aeff [mq]	M [kNm]	Mpf [kNm]	ε [%]	Sm [m]	w [m]
1	1.00	0.75	0.000000	0.000000	0.00	0.00	---	---	0.000000 (13)
2	1.00	0.75	0.002413	0.107500	0.00	416.04	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
3	1.00	0.75	0.002413	0.107500	0.01	416.30	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
4	1.00	0.75	0.002413	0.107500	0.02	416.54	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
5	1.00	0.75	0.002413	0.107500	0.04	416.79	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
6	1.00	0.75	0.002413	0.107500	0.08	417.02	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
7	1.00	0.75	0.002413	0.107500	0.14	417.28	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
8	1.00	0.75	0.002413	0.107500	0.22	417.51	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
9	1.00	0.75	0.002413	0.107500	0.34	417.78	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
10	1.00	0.75	0.002413	0.107500	0.48	418.01	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
11	1.00	0.75	0.002413	0.107500	0.65	418.27	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
12	1.00	0.75	0.002413	0.107500	0.87	418.50	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
13	1.00	0.75	0.002413	0.107500	1.13	418.74	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
14	1.00	0.75	0.002413	0.107500	1.44	418.99	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
15	1.00	0.75	0.002413	0.107500	1.79	419.23	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
16	1.00	0.75	0.002413	0.107500	2.20	419.49	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
17	1.00	0.75	0.002413	0.107500	2.67	419.73	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
18	1.00	0.75	0.002413	0.107500	3.21	419.98	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
19	1.00	0.75	0.002413	0.107500	3.81	420.21	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
20	1.00	0.75	0.002413	0.107500	4.48	420.46	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
21	1.00	0.75	0.002413	0.107500	5.22	420.71	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
22	1.00	0.75	0.002413	0.107500	6.05	420.96	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
23	1.00	0.75	0.002413	0.107500	6.95	421.21	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
24	1.00	0.75	0.002413	0.107500	7.94	421.46	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
25	1.00	0.75	0.002413	0.107500	9.02	421.69	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
26	1.00	0.75	0.002413	0.107500	10.20	421.95	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
27	1.00	0.75	0.002413	0.107500	11.47	422.19	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
28	1.00	0.75	0.002413	0.107500	12.85	422.43	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
29	1.00	0.75	0.002413	0.107500	14.33	422.69	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
30	1.00	0.75	0.002413	0.107500	15.92	422.94	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
31	1.00	0.75	0.002413	0.107500	17.62	423.17	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
32	1.00	0.75	0.002413	0.107500	19.44	423.42	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
33	1.00	0.75	0.002413	0.107500	21.38	423.65	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
34	1.00	0.75	0.002413	0.107500	23.45	423.90	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
35	1.00	0.75	0.002413	0.107500	25.65	424.16	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
36	1.00	0.75	0.002413	0.107500	27.98	424.41	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
37	1.00	0.75	0.002413	0.107500	30.44	424.65	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
38	1.00	0.75	0.002413	0.107500	33.05	424.90	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
39	1.00	0.75	0.002413	0.107500	35.80	425.15	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
40	1.00	0.75	0.002413	0.107500	38.70	425.38	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
41	1.00	0.75	0.002413	0.107500	41.76	425.62	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
42	1.00	0.75	0.002413	0.107500	44.97	425.86	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
43	1.00	0.75	0.002413	0.107500	48.34	426.11	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
44	1.00	0.75	0.002413	0.107500	51.88	426.37	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
45	1.00	0.75	0.002413	0.107500	55.58	426.61	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
46	1.00	0.75	0.002413	0.107500	59.46	426.87	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
47	1.00	0.75	0.002413	0.107500	63.51	427.11	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
48	1.00	0.75	0.002413	0.107500	67.74	427.35	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
49	1.00	0.75	0.002413	0.107500	72.16	427.59	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
50	1.00	0.75	0.002413	0.107500	76.76	427.85	0.000000	0.000000	0.000000 (13)
51	1.00	0.75	0.002413	0.107500	81.55	428.09	0.000000	0.000000	0.000000 (13)

progettazione ati:

Piastra fondazione

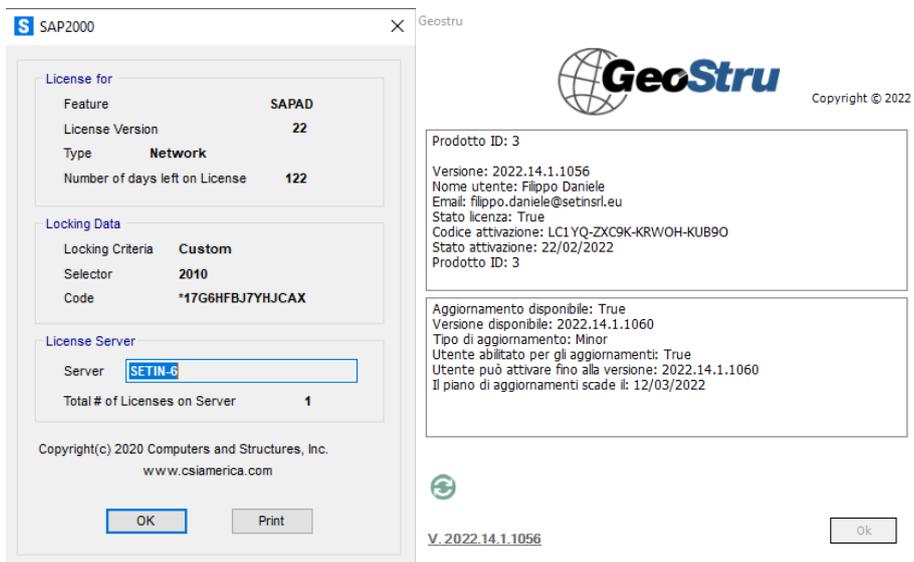
Apertura limite fessure $w_{lim}=0.20$

Is	B [m]	H [m]	Af [mq]	Aeff [mq]	M [kNm]	Mpf [kNm]	ε [%]	Sm [m]	w [m]
1-1-P	1.00	1.20	0.001810	0.107500	0.92	-822.90	0.000000	0.00000	0.000000
3-1-P	0.95	1.20	0.001810	0.102125	2.00	-786.06	0.000000	0.00000	0.000000
4-1-P	0.95	1.20	0.001810	0.102125	-0.41	-786.06	0.000000	0.00000	0.000000
5-1-P	0.95	1.20	0.001810	0.102125	-0.31	-786.06	0.000000	0.00000	0.000000
6-1-S	1.00	1.20	0.001810	0.107500	-0.39	-822.90	0.000000	0.00000	0.000000
7-1-S	1.00	1.20	0.001810	0.107500	-0.89	-822.90	0.000000	0.00000	0.000000
8-1-S	1.00	1.20	0.001810	0.107500	0.73	-822.90	0.000000	0.00000	0.000000
9-1-S	1.00	1.20	0.001810	0.107500	0.73	-822.90	0.000000	0.00000	0.000000
10-1-S	1.00	1.20	0.001810	0.107500	-0.89	-822.90	0.000000	0.00000	0.000000
11-1-S	1.00	1.20	0.001810	0.107500	-0.39	-822.90	0.000000	0.00000	0.000000

progettazione ati:

20 SOFTWARE UTILIZZATI E LICENZE

- ✓ Per l'analisi dinamica esplicitata nella Relazione di calcolo dell'impalcato (T00VI05STRRE01) si è utilizzato il software SAP2000 intestato a Setin Servizi Tecnici Infrastrutture srl
- ✓ Per le verifiche delle sezioni in c.a. si è utilizzato il software RC-SEC di GeoStru intestato a Setin Servizi Tecnici Infrastrutture srl
- ✓ Per il calcolo della spalla si è utilizzato il foglio excel appoggiato al software di calcolo ed editing Tekla Tedds (n. TDS-B_R12) intestato a Setin Servizi Tecnici Infrastrutture srl
- ✓ Per la verifica dei muri di sostegnoMax 15.0 della Aztec intestato a Setin Servizi Tecnici Infrastrutture srl



progettazione ati: