

ITINERARIO RAGUSA-CATANIA

Collegamento viario compreso tra lo Svincolo della S.S. 514 "di Chiaramonte" con la S.S. 115 e lo Svincolo della S.S. 194 "Ragusana"

LOTTO 4 - Dallo svincolo n. 8 "Francofonte" (compreso) allo svincolo della "Ragusana"(escluso)

PROGETTO ESECUTIVO

COD. **PA898**

PROGETTAZIONE: ATI SINTAGMA - GP INGEGNERIA - COOPROGETTI -GDG - ICARIA - OMNISERVICE

PROGETTISTA RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:


Dott. Ing. Nando Granieri

Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A351



IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

MANDATARIA:

	Dott. Ing. N.Granieri	Dott. Ing. M.Abram
	Dott. Ing. F.Durastanti	Dott. Ing. F.Pambianco
	Dott. Ing. V.Truffini	Dott. Ing. M.Briganti Botta
	Dott. Arch. A.Bracchini	Dott. Ing. L.Gagliardini
	Dott. Ing. L.Nani	Dott. Geol. G.Cerquiglini

MANDANTI:

	Dott. Ing. G.Guiducci	Dott. Ing. G.Lucibello
	Dott. Ing. A.Signorelli	Dott. Arch. G.Guastella
	Dott. Ing. E.Moscatelli	Dott. Geol. M.Leonardi
	Dott. Ing. A.Bela	Dott. Ing. G.Parente
	Dott. Arch. E.A.E.Crimi	Dott. Ing. L.Ragnacci
	Dott. Ing. M.Panfilì	Dott. Arch. A.Strati
	Dott. Arch. P.Ghirelli	Archeol. M.G.Liseno
	Dott. Ing. D.Pelle	
	Dott. Ing. D.Carlaccini	Dott. Ing. F.Aloe
	Dott. Ing. S.Sacconi	Dott. Ing. A.Salvemini
	Dott. Ing. C.Consorti	
	Dott. Ing. V.Rotisciani	Dott. Ing. G.Verini Supplizi
	Dott. Ing. G.Pulli	Dott. Ing. V.Piunno
	Dott. Ing. F.Macchioni	Geom. C.Sugaroni
	Dott. Ing. P.Agnello	

IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Giorgio Cerquiglini

Ordine dei Geologi della Regione Umbria n° 108

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Filippo Pambianco

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Perugia n° A1373

VISTO IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Dott. Ing. Luigi Mupo

IL RESPONSABILE DI PROGETTO:



OPERE D'ARTE MINORI

ATTRAVERSAMENTO IDRAULICO DAL KM 10+264 AL KM 10+280

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

CODICE PROGETTO			NOME FILE	REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG.	N. PROG.	T04OM02STRRE02A		
L0408Z	E	2101	CODICE ELAB. T04OM02STRRE02	A	-
A	Emissione		Giu 2021	P. Castraberte	F. Durastanti
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO
					APPROVATO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

INDICE

1	PREMESSA	4
2	CLASSE D'USO E VITA NOMINALE DELL'OPERA	5
3	CONCEZIONE STRUTTURALE.....	6
4	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	9
4.1	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	9
5	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	10
5.1	CALCESTRUZZO	10
5.2	ACCIAIO PER ARMATURE ORDINARIE	11
6	INQUADRAMENTO GEOTECNICO.....	12
6.1	STRATIGRAFIA DI CALCOLO	12
6.2	PARAMETRI GEOTECNICI.....	12
6.3	CARATTERISTICHE DEL TERRENO DEL RILEVATO	12
7	AZIONI DI CALCOLO	13
7.1	PESO PROPRIO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	13
7.2	PESO DEL TERRENO A MONTE DELL'OPERA.....	13
7.3	SPINTA STATICA DEL TERRENO A MONTE	13
7.4	INCREMENTO DI SPINTA DOVUTO AL SOVRACCARICO STRADALE	13
7.5	INCREMENTO DI SPINTA SULLA SPALLA DOVUTO AL SISMA	14
7.6	FORZE DI INERZIA DELLA STRUTTURA E DEL TERRENO AD ESSA SOLIDALE.....	14
7.7	AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO	14
7.8	AZIONE DI FRENAMENTO SUL PARAGHIAIA	15
7.9	URTO DEI VEICOLI IN SVIO.....	16
8	AZIONE SISMICA (E)	17
9	COMBINAZIONE DELLE AZIONI	18

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

10	CRITERI GENERALI DI VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A.	19
10.1	VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI	19
10.1.1	Verifiche a flessione e pressoflessione	19
10.1.2	Verifiche a taglio	19
10.2	VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	20
11	CRITERI GENERALI DI VERIFICA GEOTECNICI	21
11.1	CRITERI DI VERIFICA DELLA PALIFICATA DI FONDAZIONE	21
11.1.1	Definizione del modello di calcolo	21
11.1.2	Calcolo della capacità portante dei pali	24
12	ANALISI STRUTTURALE: CRITERI GENERALI	26
12.1	CODICI DI CALCOLO	26
13	VERIFICA DELLE SPALLE	27
13.1	GEOMETRIA MURO FRONTALE E PARAGHIAIA	27
13.2	VERIFICHE DEL PARAGHIAIA	30
13.2.1	Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU/SLV)	30
13.3	VERIFICA DEL MURO FRONTALE	34
13.3.1	Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU/SLV)	34
13.4	VERIFICA PALI DI FONDAZIONE	38
13.4.1	Caratteristiche geometriche e meccaniche	38
13.4.2	Azioni di progetto	38
13.4.3	Risultati dell'analisi	40
13.4.4	Verifica di capacità portante dei pali	42
13.4.5	Verifica a carico limite orizzontale	46
13.4.6	Riassunto verifiche geotecniche	48
13.4.7	Verifica dei cedimenti massimi	49

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

13.4.8	Verifica a flessione, testa palo	49
13.4.9	Verifica a taglio, testa palo	50
13.4.10	Verifica a fessurazione – Combinazione SLE frequente.....	51
13.4.11	Verifica a fessurazione – Combinazione SLE quasi permanente	52
13.5	PLATEA DI FONDAZIONE	54
13.5.1	Platea a monte.....	54
13.5.2	Platea a valle	57
13.6	GEOMETRIA DEL MURO DI RISVOLTO	59
13.7	VERIFICHE MURO DI RISVOLTO	60
13.7.1	Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU/SLV) – Sezione 1.....	60
13.7.2	Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU/SLV) – Sezione 2.....	65
13.7.3	Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE) – Sezione 1	70
13.7.4	Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE) – Sezione 2	73
14	VERIFICA DEI BAGGIOLI.....	76
15	CONCLUSIONI	79

1 PREMESSA

La presente relazione illustra l'analisi e le verifiche strutturali effettuate per la progettazione delle spalle dell'Attraversamento idraulico al km 9+611 (Lotto 7), previsto nell'ambito dei lavori di collegamento autostradale Ragusa-Catania: ammodernamento a n° 4 corsie della S.S. 514 "Di Chiaromonte" e della S.S. 194 Ragusana dallo svincolo con la S.S. 115 allo svincolo con la S.S. 114.

2 CLASSE D'USO E VITA NOMINALE DELL'OPERA

L'opera in oggetto è progettata per una vita nominale V_N pari a 50 *anni*.

Ai fini del calcolo delle azioni sismiche è stata considerata una classe d'uso IV ("Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico") ai sensi del D.M 17 gennaio 2018, da cui scaturisce un coefficiente d'uso $C_U = 2$.

Pertanto, le azioni sismiche sull'opera vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento $V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 2 = 100$ *anni*.

3 CONCEZIONE STRUTTURALE

L'attraversamento idraulico in oggetto presenta due impalcati con una larghezza carrabile di $9.75m$ e due cordoli da $0.75m$ per una larghezza complessiva di $11.25m$. L'opera in progetto prevede la realizzazione di un impalcato in semplice appoggio di lunghezza pari a $16.4m$ (oltre il retrotrave), vincolato in corrispondenza delle spalle.

La soluzione strutturale adottata prevede, per l'impalcato, l'impiego di 3 travi a "V", in calcestruzzo armato precompresso pre-teso, di altezza pari a $1.35m$ collegate tra loro mediante soletta collaborante e traversi gettati in opera. Le travi prefabbricate hanno interasse trasversale di $3.15m$ e lunghezza complessiva di $17.80m$.

Le spalle Sp1, previste in sede progettuale come spalle fisse, presentano un muro frontale di spessore $2.75m$ ed altezza $4.32m$. Il muro paraghiaia ha un'altezza variabile di $2.20 \div 2.45m$ e spessore $60cm$; i muri di risvolto sono a sezione variabile con inclinazione di $1/10$ del paramento interno fino alla sommità, sulla quale si attestano i cordoli stradali per le barriere di sicurezza.

La platea di fondazione, di dimensioni in pianta $9.40 \times 13.45 \times 2.20m$ poggia su una palificata di n. 12 pali trivellati $\phi 1200mm$ e lunghezza $38m$.

Le spalle Sp2, previste in sede progettuale come spalle mobili, presentano un muro frontale di spessore $2.75m$ ed altezza $4.26m$. Il muro paraghiaia ha un'altezza variabile di $2.12 \div 2.38m$ e spessore $60cm$; i muri di risvolto sono a sezione variabile con inclinazione di $1/10$ del paramento interno fino alla sommità, sulla quale si attestano i cordoli stradali per le barriere di sicurezza.

La platea di fondazione, di dimensioni in pianta $9.40 \times 13.45 \times 2.20m$ poggia su una palificata di n. 12 pali trivellati $\phi 1200mm$ e lunghezza $38m$.

In corrispondenza della spalla Sp1 (fissa) sono previsti appoggi in acciaio e teflon del tipo fisso e unidirezionale trasversale (U_T), mentre per la spalla Sp2 (mobile) sono previsti appoggi in acciaio e teflon del tipo unidirezionale longitudinale (U_L) e multidirezionale (M).

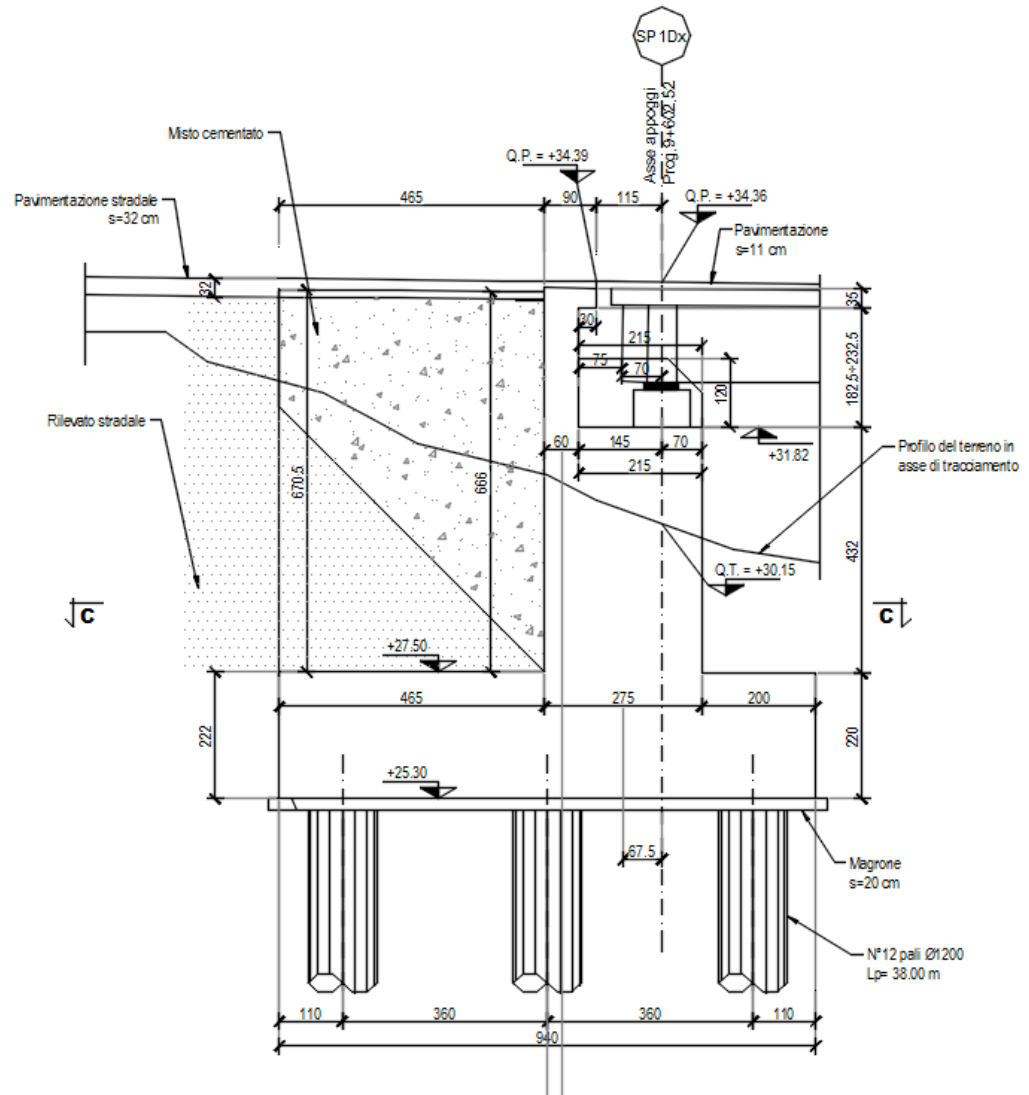
Le figure riportate di seguito mostrano la sezione, la vista frontale e la planimetria della spalla Sp1.

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Figura 3.1: Sezione spalla Sp1

Spalla Sp1 Dx
Sezione A-A

Scala 1:100



4 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il progetto è sviluppato nell'osservanza della vigente normativa tecnica.

D. Min. Infrastrutture 17 gennaio 2018 Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni";

Circolare 21 gennaio 2019 n.7: Istruzioni per l'applicazione delle "Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"" di cui al D. Min. 17 gennaio 2018;

UNI EN 1992-1-1:2005: "Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo - parte 1 - Regole generali e regole per edifici";

UNI EN 1998-2:2006: "Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 2: Ponti";

UNI EN 206-1:2006, "Calcestruzzo - Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità";

UNI 11104:2004, "Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1";

Model Code 1990, CEB-FIP.

Il metodo di calcolo adottato è quello semiprobabilistico agli stati limite, con applicazione di coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni, variabili in ragione dello stato limite indagato.

4.1 DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

Per il progetto dell'opera in esame si è fatto riferimento ai seguenti elaborati progettuali:

- Relazione geotecnica;
- Relazione sismica;
- Relazione tecnica e di calcolo – Impalcato;
- Profili geotecnici;
- Elaborati grafici.

5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione delle spalle dell'opera in oggetto sono previsti i seguenti materiali:

5.1 CALCESTRUZZO

Tabella 5.1: Caratteristiche del calcestruzzo per magrone

Classe di resistenza minima:	C_{min}	C12/15
------------------------------	-----------	--------

Tabella 5.2: Caratteristiche del calcestruzzo per pali di fondazione

Conforme alla norma UNI EN 206-1/UNI11104 Cemento resistente ai solfati secondo UNI 9156		Classe di esposizione
		XA2
Classe di resistenza minima:	C_{min}	C32/40
Classe di consistenza:	S	S4
Dimensione massima aggregati [mm]	D_{max}	25
Classe di contenuto in clouri	Cl	0.20
Copriferro [mm]	c	60

Tabella 5.3: Caratteristiche del calcestruzzo fondazioni spalle e muri d'ala

Conforme alla norma UNI EN 206-1/UNI11104 Cemento resistente ai solfati secondo UNI 9156		Classe di esposizione
		XA2
Classe di resistenza minima:	C_{min}	C32/40
Classe di consistenza:	S	S4
Dimensione massima aggregati [mm]	D_{max}	30
Classe di contenuto in clouri	Cl	0.20
Copriferro [mm]	c	40

Tabella 5.4: Caratteristiche del calcestruzzo per elevazione spalle e muri d'ala

Conforme alla norma UNI EN 206-1/UNI11104 Cemento resistente ai solfati secondo UNI 9156		Classe di esposizione
		XA2
Classe di resistenza minima:	C_{min}	C32/40
Classe di consistenza:	S	S4
Dimensione massima aggregati [mm]	D_{max}	25
Classe di contenuto in clouri	Cl	0.20
Copriferro [mm]	c	40

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo e per la definizione della classe di resistenza di queste ultime in funzione delle condizioni ambientali, si farà riferimento alle indicazioni contenute nelle norme UNI EN 206-1 ed UNI 11104.

5.2 ACCIAIO PER ARMATURE ORDINARIE

Tabella 5.5: Caratteristiche dell'acciaio per armatura ordinaria

Acciaio in barre ad aderenza migliorata tipo B450C controllato in stabilimento		
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	$\geq 450N/mm^2$
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	$\geq 540N/mm^2$

6 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Nel presente paragrafo si riporta il modello geotecnico utilizzato per il calcolo delle palificate di fondazione delle spalle dell'Attraverso idraulico al km 10+264.

6.1 STRATIGRAFIA DI CALCOLO

Secondo quanto riportato negli elaborati geotecnici, le stratigrafie assunte per i calcoli delle opere fondazionali delle spalle sono illustrate nelle tabelle seguenti, con il piano campagna posto al piano di posa della platea di fondazione

Tabella 6.1: Stratigrafie di calcolo – Attraversamento idraulico al km 3+544

Litotipi	Spessori Litotipi	
	(m)	
a (grana grossa)	(m)	2.5
Qa1	(m)	12.5
Qa2	(m)	> 10

La falda si trova al piano di intradosso della platea di fondazione.

6.2 PARAMETRI GEOTECNICI

Nella tabella seguente si riportano i parametri geotecnici caratteristici dei litotipi interessati dal manufatto in esame, assunti in sede di calcolo delle opere fondazionali.

Tabella 6.2: Parametri geotecnici di calcolo

Litotipi	Parametri geotecnici di calcolo			
	γ' [kN/m ³]	c' [kPa]	ϕ' [°]	c_u [kPa]
a (grana grossa)	21	0	38	-
Qa1	19	10	25	150
Qa2	19	10	25	200

6.3 CARATTERISTICHE DEL TERRENO DEL RILEVATO

Il rilevato stradale, posto al di sopra del piano di appoggio della platea di fondazione, sarà composto da terreno con le seguenti caratteristiche

Tabella 6.3: Parametri geotecnici terreno rilevato

Litotipi	Parametri geotecnici di calcolo			
	γ [kN/m ³]	c' [kPa]	ϕ' [°]	c_u [kPa]
Terreno rilevato	19	0	35	-

L'angolo di attrito tra il muro e il terreno viene considerato pari a $\delta = \phi'$

7 AZIONI DI CALCOLO

Il calcolo degli elementi delle spalle è stato condotto tenendo conto delle seguenti azioni agenti sull'opera:

- Peso proprio della struttura;
- Peso del terreno a monte dell'opera;
- Spinte del terreno a monte dell'opera;
- Spinta dovuta al sovraccarico stradale;
- Incremento di spinta sismica del terreno a tergo della spalla;
- Forze di inerzia della struttura e del terreno solidale con l'opera;
- Azioni trasmesse dall'impalcato;
- Forza di frenamento (per il calcolo locale del paraghiaia);
- Azione dei veicoli in svio (per il calcolo dei muri di risvolto).

7.1 PESO PROPRIO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Sono considerati i seguenti pesi specifici dei materiali:

Tabella 7.1: Peso proprio della struttura

Peso specifico calcestruzzo	γ_{cls}	25 kN/m³
-----------------------------	----------------	----------------------------

7.2 PESO DEL TERRENO A MONTE DELL'OPERA

Il terreno preso in considerazione è quello gravante sulla platea di fondazione a monte, costituito dal rilevato stradale:

Tabella 7.2: Peso del terreno a monte dell'opera

Peso specifico terreno rilevato	γ_t	19 kN/m³
---------------------------------	------------	----------------------------

7.3 SPINTA STATICA DEL TERRENO A MONTE

L'entità e la distribuzione delle spinte del terreno sulla spalla dipendono dallo spostamento relativo che lo stesso può subire. Avendo previsto una platea su pali, si può considerare che le deformazioni del terreno siano impedito dalla struttura che non cede in nessun punto; per questo motivo la pressione esercitata è una spinta a riposo espressa secondo la teoria di Coulomb dalla seguente relazione:

$$S = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot H^2 \cdot K_0$$

K_0 rappresenta il coefficiente di spinta a riposo di Coulomb e vale:

$$K_0 = 1 - \text{sen}(\varphi')$$

Dove φ' è l'angolo di attrito interno del terreno.

Il diagramma delle pressioni del terreno sulla parete risulta triangolare con il vertice in alto; il punto di applicazione della risultante si trova quindi in corrispondenza del baricentro del diagramma delle pressioni ($1/3 \cdot H$ rispetto alla base della platea).

7.4 INCREMENTO DI SPINTA DOVUTO AL SOVRACCARICO STRADALE

La presenza di un sovraccarico stradale uniformemente distribuito sul rilevato comporta un'ulteriore spinta sulla spalla risultante da un diagramma delle pressioni costante con la profondità.

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Intendendo per q il sovraccarico per metro lineare di proiezione orizzontale del valore di 20 kN/m^3 , la spinta in esame vale:

$$S_q = q \cdot H \cdot K_0$$

7.5 INCREMENTO DI SPINTA SULLA SPALLA DOVUTO AL SISMA

In condizioni sismiche l'entità e la distribuzione delle spinte del terreno sulla spalla dipendono dall'intensità del sisma, valutata a partire dalla risposta locale del terreno di fondazione dalla deformabilità dell'opera.

Il D.M. Infrastrutture 17/01/2018 consente l'utilizzo di metodi pseudo-statici per il calcolo dell'incremento di spinta sull'opera dovuto al sisma. Il metodo applicato in sede di progettazione è quello di Mononobe-Okabe, basato sull'equilibrio limite globale di un cuneo di terreno soggetto alle forze indotte dal sisma, ipotizzando che l'opera possa subire movimenti tali da produrre nel terreno retrostante un regime di spinta attiva e che il terreno interno al cuneo di spinta si comporti come un corpo rigido.

La spinta sismica (statica + dinamica) vale:

$$S_s = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot H^2 \cdot (1 \pm k_v) \cdot K'_a$$

Dove, se $\beta \leq \varphi' - \theta$

$$K'_a = \frac{\cos^2(\varphi' - \beta - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \delta + \theta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi') \cdot \sin(\varphi' - i - \psi)}{\cos(\beta + \delta + \theta) \cdot \cos(\beta - i)}} \right]^2}$$

Altrimenti, se $\beta > \varphi' - \theta$

$$K'_a = \frac{\cos^2(\varphi' - \beta - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \delta + \theta)}$$

Nelle relazioni sopra elencate, i simboli hanno i seguenti significati:

- β = angolo tra l'intradosso della parete e la verticale;
- θ = angolo definito come $\tan(\theta) = \frac{k_h}{1 \pm k_v}$

I valori di k_h e k_v sono esplicitati nel capitolo dedicato all'azione sismica.

La normativa prescrive di applicare separatamente la spinta statica da quella dinamica, quest'ultima valutata come incremento di spinta. Per valutare tale incremento, si calcola la differenza tra la spinta sismica totale e la spinta statica attiva ($\Delta S_a = S_s - S_a$) e questo valore si applica attraverso un diagramma delle pressioni del terreno costante, per cui il punto di applicazione si trova in corrispondenza a $0.5 \cdot H$.

7.6 FORZE DI INERZIA DELLA STRUTTURA E DEL TERRENO AD ESSA SOLIDALE

In presenza di sisma, l'opera è soggetta alle forze di inerzia della parete e del terreno a monte solidale con la stessa, ovvero quella porzione di terreno posta al di sopra della platea di fondazione. L'intensità delle forze di inerzia è pari a $F_h = k_h \cdot W$ e $F_v = \pm k_v \cdot W$ rispettivamente per la componente orizzontale e per quella verticale (W è il peso dell'elemento considerato).

7.7 AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO

Le caratteristiche di sollecitazione, agenti sulle sottostrutture, per ognuno dei casi di carico elementari considerati, sono riportate nella tabella presente in questo paragrafo. La terna di assi di

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

riferimento per le sollecitazioni è costituita da x nella direzione dell'asse longitudinale dell'impalcato, da y disposto trasversalmente all'impalcato e da z verticale positivo verso l'alto.

I casi elementari di carico sono definiti nel modo seguente:

- G1: peso proprio dei componenti strutturali;
- G2: peso proprio dei carichi portati;
- Q3: azioni variabili da frenatura;
- Q5SCAR: azioni da vento con impalcato a vuoto;
- Q5CAR: azioni da vento con impalcato carico;
- Q7: resistenze parassite dei vincoli;
- Q8: azioni eccezionali da urto;
- SX-PR-SLV(RS): azione sismica di progetto longitudinale;
- SY-PR-SLV(RS): azione sismica di progetto trasversale;
- SZ-PR-SLV(RS): azione sismica di progetto verticale;
- MOB_K Fz (max): azioni da traffico caratteristiche con Fz massimo e associati;
- MOB_K Mx (max): azioni da traffico caratteristiche con Mx massimo e associati;
- MOB_FreqFz (max): azioni da traffico frequenti con Fz massimo e associati;
- MOB_FreqMx (max): azioni da traffico frequenti con M massimo e associati.

Tabella 7.3: Spalla Sp1 – Azioni elementari impalcato

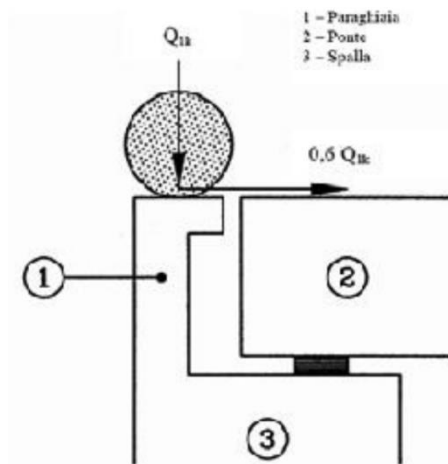
Carico	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
G1	0.00	0.00	-1387.53	0.00	0.00
G2	0.00	0.00	-393.80	0.00	0.00
Q3	409.14	0.00	0.00	0.00	0.00
Q5SCAR	0.00	20.45	0.00	-19.94	0.00
Q5CAR	0.00	51.92	0.00	-128.50	0.00
Q7	53.44	0.00	0.00	0.00	0.00
Q8_S1	0.00	600.00	-200.00	-2745.00	0.00
Q8_S2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SX-PR-SLV(RS)	2485.47	0.00	0.00	0.00	0.00
SY-PR-SLV(RS)	0.00	1242.74	0.00	-1864.10	0.00
SZ-PR-SLV(RS)	0.00	0.00	1351.77	0.00	0.00
MOB_K Fz (max)	0.00	0.00	-1626.86	2342.03	0.00
MOB_K Mx (max)	0.00	0.00	-1341.55	3122.97	0.00
MOB_Freq Fz (max)	0.00	0.00	-1059.71	1477.06	0.00
MOB_Freq Mx (max)	0.00	0.00	-875.58	1973.18	0.00

7.8 AZIONE DI FRENAMENTO SUL PARAGHIAIA

La circolare 21/01/2019, al paragrafo C5.1.3.3.5.2, definisce che per il calcolo dei muri paraghiaia si deve considerare un'azione orizzontale longitudinale di frenamento, applicata alla testa del muro paraghiaia. Il valore caratteristico di tale azione deve essere uguale al 60% del carico asse Q_{1k} , pertanto si considera un carico orizzontale di $180kN$ concomitante con un carico verticale di $300kN$.

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Figura 7.4: Azione di frenamento sul paraghiaia



7.9 URTO DEI VEICOLI IN SVIO

Per determinare le azioni locali derivanti dall'urto sulla barriera occorre partire dal sistema di ancoraggio della barriera. La barriera presa a riferimento è costituita in acciaio S275 con elementi longitudinali a doppia onda, dissipatori e montanti a U 140x70x7 con piastra di base dello spessore di 15 mm, posti ad interasse longitudinale di 1.333 m ed ancorati alla struttura tramite tirafondi.

Le azioni massime che tale barriera trasmette al cordolo sottostante si valutano dalla plasticizzazione della sezione di base dei montanti. Il momento di plasticizzazione della sezione di base si calcola come prodotto del modulo plastico per la tensione di snervamento del materiale, cioè:

$$M_p = w_p \cdot f_y = 24.34 \text{ kNm}$$

dove $w_p = 88.52 \text{ cm}^3$ nel caso di un profilo a U 140x70x7 e $f_y = 275 \text{ MPa}$ per l'acciaio S275.

Il valore del taglio plastico V_p agente alla base, corrispondente alla massima forza orizzontale sopportabile dal montante, viene calcolato dividendo il momento M_p per l'altezza di applicazione della forza; tale altezza risulta pari al baricentro delle aree degli elementi longitudinali della barriera ed è posta a circa 78.3 cm dalla base del montante subito al di sopra del fazzoletto di rinforzo.

$$V_p = \frac{M_p}{h} = \frac{24.43}{0.783} = 31.20 \text{ kN}$$

Le azioni V_p e M_p si considerano come valori in esercizio per il cordolo e devono essere moltiplicati per 1.50 al fine di ottenere i carichi di progetto per la struttura ai sensi del paragrafo 4.7.3.3 delle EN 1991-2 (così come modificato dagli annessi nazionali).

L'azione di calcolo sarà quindi uguale a:

$$V_{pd} = V_p \cdot 1.5 = 46.64 \text{ kN}$$

Applicata orizzontalmente ad un'altezza di 78.3cm dalla testa del muro di risvolto.

8 AZIONE SISMICA (E)

L'opera in oggetto è progettata per una vita nominale N pari a 50 anni e considerando una classe d'uso IV ("Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico") ai sensi del D.M. 17 gennaio 2018, da cui scaturisce un coefficiente d'uso $C_U = 2$.

Come descritto nel capitolo precedente, l'azione sismica è applicata tramite metodi quasi statici per mezzo dei coefficienti k_h e k_v definiti come:

$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g}$ è il coefficiente di spinta sismica orizzontale;

$k_v = 0.5 \cdot k_h$ è il coefficiente di spinta sismica verticale;

a_{max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g è l'accelerazione di gravità;

β_m è il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

Quest'ultimo parametro, nel caso di muri di sostegno e spalle che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, assume valore unitario.

Viste le caratteristiche del sito, si è reso necessario valutare l'azione sismica locale tramite specifiche analisi sismiche. Tale analisi ha evidenziato un'accelerazione orizzontale massima attesa al sito agli SLV pari a:

$$a_{max} = 0.446 \cdot g$$

Il procedimento per la valutazione di questo valore è riportato nella relazione specialistica dedicata.

Alla luce dei dati presentati in questo capitolo si definiscono i coefficienti $k_h = 0.446$ e $k_v = 0.223$ agli Stati Limite di Salvaguardia della Vita SLV.

9 COMBINAZIONE DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche agli stati limite, la combinazione delle azioni è effettuata secondo quanto disposto dal D.M. Infrastrutture 17 gennaio 2018.

In particolare, si fa riferimento alle seguenti combinazioni:

- Combinazione fondamentale (SLU):

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

- Combinazione sismica:

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

- Combinazione eccezionale:

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

- Combinazione Rara (SLE irreversibile):

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

- Combinazione Frequente (SLE reversibile):

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

- Combinazione Quasi Permanente (SLE per gli effetti a lungo termine):

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

I coefficienti di combinazione sono esplicitati nei capitoli di verifica dei singoli elementi strutturali.

10 CRITERI GENERALI DI VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A.

Il presente paragrafo illustra nel dettaglio i criteri generali adottati per le verifiche strutturali condotte. Ulteriori dettagli di carattere specifico, laddove impiegati, sono dichiarati e motivati nelle relative risultanze delle verifiche.

Per le sezioni in cemento armato si effettuano:

- Verifiche per gli Stati Limite Ultimi a presso-flessione ed a taglio;
- Verifiche per gli Stati Limite di Esercizio per la fessurazione.

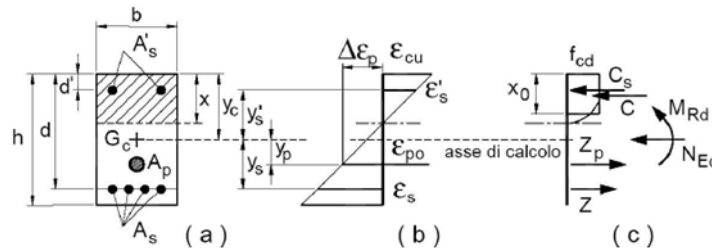
10.1 VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI

10.1.1 Verifiche a flessione e pressoflessione

La verifica alle sollecitazioni che provocano tensioni normali (sforzo normale, flessione semplice e flessione composta) è stata fatta con uno specifico programma in cui, inserendo le caratteristiche geometriche della sezione, delle armature e delle sollecitazioni desunte dai precitati tabulati di calcolo, si ottiene, per i materiali ipotizzati, il momento resistente che dovrà risultare maggiore del momento agente.

Con riferimento alla sezione pressoinflessa retta, la capacità, in termini di resistenza e duttilità, si determina in base alle ipotesi di calcolo e ai modelli $\sigma - \varepsilon$:

Figura 10.1: Schema verifica a pressoflessione



Le verifiche a pressoflessione vengono condotte confrontando le resistenze ultime e le sollecitazioni massime agenti, valutando il corrispondente fattore di sicurezza (FS) come rapporto tra la sollecitazione resistente e quella massima agente.

$$FS = \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \geq 1$$

Le verifiche flessionali agli SLU sono eseguite adottando le seguenti ipotesi:

- Conservazione delle sezioni piane;
- Perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- Resistenza a trazione del calcestruzzo nulla;
- Rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione;
- Rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima.

10.1.2 Verifiche a taglio

Per la verifica di resistenza agli SLU, con riferimento alle sollecitazioni taglianti, deve risultare:

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

$$FS = \frac{V_{Rd}}{V_{Ed}} \geq 1$$

Si fariferiemnto ai seguenti valori della resistenza di calcolo:

- $V_{Rd,c} = \max \left\{ \left[\frac{0.18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d; (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}$,
resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio;
- $V_{Rd,s} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg(\alpha) + ctg(\theta)) \cdot \sin \alpha$, valore di progetto dello sforzo di taglio che può essere sopportato dall'armatura a taglio alla tensione di snervamento;
- $V_{Rd,max} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot f'_{cd} \cdot \frac{ctg(\alpha) + ctg(\theta)}{1 + ctg^2(\theta)}$, valore di progetto del massimo di sforzo di taglio che può essere sopportato dall'elemento, limitato dalla rottura delle bielle compresse.

Nelle espressioni precedenti, i simboli hanno i seguenti significati:

- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$, con d espresso in mm;
- $\rho_l = \frac{A_{Sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale;
- A_{Sl} è l'area dell'armatura tesa;
- b_w è la larghezza minima della sezione in zona tesa;
- $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0.2 \cdot f_{cd}$ è la tensione media di compressione della sezione;
- A_c è l'area della sezione in calcestruzzo;
- $v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$;
- A_{sw} è l'area della sezione trasversale dell'armatura a taglio;
- s è il passo delle staffe;
- f_{yd} è la tensione di snervamento di progetto dell'armatura a taglio
- α è l'inclinazione dell'armatura resistente a taglio rispetto all'asse dell'elemento;
- θ è l'inclinazione della bielal di calcestruzzo compressa e deve essere $1 \leq \cot \theta \leq 2.5$

10.2 VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Per gli Stati Limite di Esercizio occorre verificare che l'ampiezza delle fessure w_k , per gli elementi con armature lente, sia al di sotto del valore limite fissato per le classi di esposizione in oggetto. In particolare, devono essere rispettati i seguenti limiti:

- Combinazione di carico quasi permanente: $w_k = 0.2mm$;
- Combinazione di carico frequente: $w_k = 0.3mm$;

11 CRITERI GENERALI DI VERIFICA GEOTECNICI

Il presente paragrafo illustra nel dettaglio i criteri generali di calcolo adottati per le verifiche geotecniche condotte sulle opere fondazionali dell'attraversamento idraulico.

11.1 CRITERI DI VERIFICA DELLA PALIFICATA DI FONDAZIONE

Le verifiche geotecniche delle spalle dell'opera constano del dimensionamento geotecnico della palificata di fondazione, in termini di diametro, lunghezza, numero e disposizione dei pali.

In particolare, si esegue la seguente procedura di calcolo:

- Calcolo delle azioni risultanti dalle combinazioni di carico descritte in precedenza (F_x , F_y , F_z , M_x , M_y e M_z) all'intradosso della zattera di fondazione;
- Calcolo delle azioni interne (momento e taglio) dei pali;
- Dimensionamento dei pali ai fini del soddisfacimento delle verifiche di resistenza e di capacità portante degli stessi.

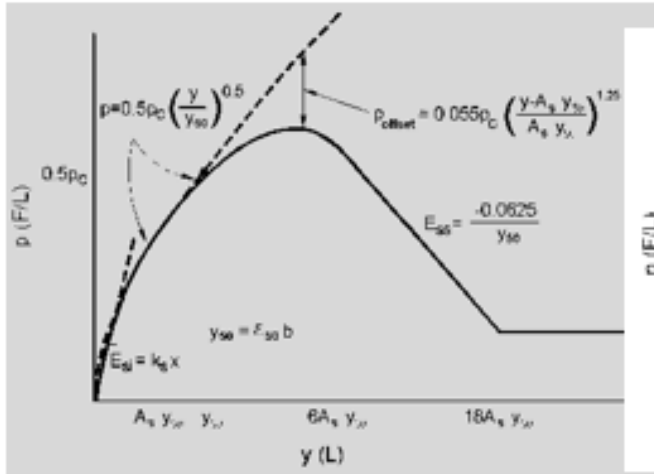
11.1.1 Definizione del modello di calcolo

Il calcolo delle azioni interne è effettuato tramite il software GROUP. Il programma si basa sul metodo delle curve di trasferimento, note anche come curve t-z, p-y e T-q; tali curve, valutate a partire da prove a scala reale ridotta e da analisi numeriche, esprimono l'andamento della reazione del terreno in funzione degli spostamenti accumulati. Essendo un palo soggetto a carico laterale un problema complesso di interazione struttura-terreno dipendente da molteplici fattori (rigidezza del terreno e della struttura, natura del carico, ecc.) e fortemente non lineare, questo metodo si rivela molto funzionale alla risoluzione del problema. Esso riassume, infatti, tutte le variabili in gioco all'interno di una sola curva.

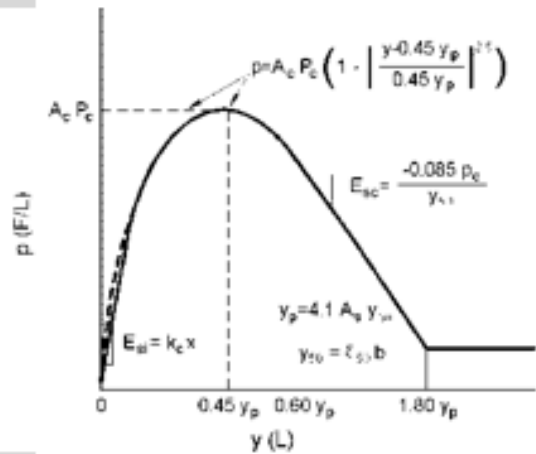
Il programma, utilizzando un database di curve interno, genera delle curve per lo specifico problema in esame e, attraverso un processo iterativo, risolve la risposta del gruppo di pali soddisfacendo congruenza ed equilibrio.

Vista la stratigrafia del problema, i modelli utilizzati sono quello di Reese, Cox e Koop (1975) per le argille dure sotto falda e quello di Cox e Reese (1975) per le sabbie sopra e sotto falda, come mostrato dagli schemi seguenti.

Modello Reese, Cox e Koop (1975) per argille dure sotto falda



Carichi statici



Carichi ciclici

$$p_{u1} = (3 c_u D + \sigma' D + 2.83 c_u z)$$

$$p_{u2} = 11 c_u D \alpha$$

$$\alpha = 1/(1 + \tan \delta)$$

$$p_u = \min(p_{u1}; p_{u2})$$

p_u resistenza laterale unitaria ultima

z profondità da p.c.

σ' pressione geostatica verticale efficace alla profondità z

c_u coesione non drenata

D diametro del palo

y spostamento orizzontale

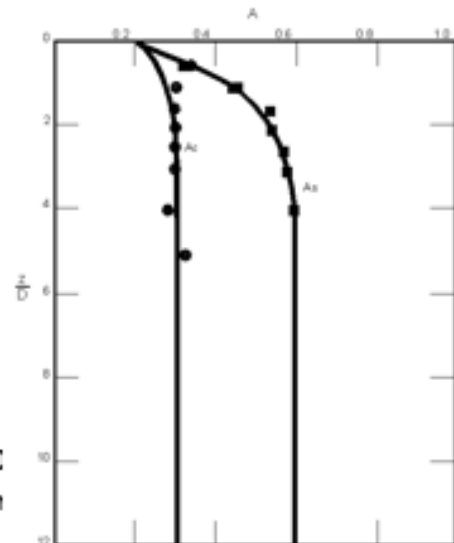
$y_{50} = 2.5 \epsilon_{50} D =$ spostamento orizzontale per $p=c$

ϵ_{50} deformazione unitaria corrispondente ad una n pari al 50% della resistenza al taglio

K_s pendenza del tratto iniziale della curva carichi statici

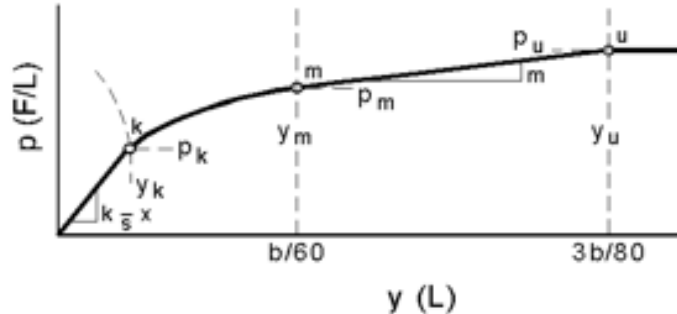
K_c pendenza del tratto iniziale della curva carichi ciclici

A_c parametro empirico



RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Modello per sabbie Cox e Reese (1975)



1- calcolo di $p = \min(p_{u1}; p_{u2})$

$$p_{u1} = \gamma \cdot z \cdot \frac{K_0 \cdot z \cdot \tan \phi \cdot \sin \beta}{\tan(\beta - \phi) \cdot \cos \alpha} \cdot A_1 + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \phi)} \cdot (D \cdot A_3 + z \cdot \tan \beta \cdot \tan \alpha \cdot A_3^2) + \gamma \cdot z \cdot [K_0 \cdot z \cdot \tan \beta \cdot (\tan \beta \cdot \sin \beta - \tan \alpha) \cdot A_1 - K_a \cdot D]$$

$$p_{u2} = K_B \cdot D \cdot \gamma \cdot z \cdot (\tan^2 \beta - 1) + K_0 \cdot D \cdot \tan \phi \cdot \tan^4 \beta$$

$$A_1 = (4 \cdot A_2^3 - 3 \cdot A_2^2 + 1)$$

$$A_2 = (\tan \beta \cdot \tan \delta) / (\tan \beta \cdot \tan \delta + 1)$$

$$A_3 = 1 - A_2$$

dove:

- p_u resistenza laterale unitaria ultima
- y spostamento orizzontale
- γ peso di volume efficace
- z profondità da p.c.
- K_0 coefficiente di spinta a riposo
- ϕ angolo di attrito
- β $45 + \phi/2$
- α $\phi/2$
- D diametro del palo
- K_a $\tan^2(45 + \phi/2)$
- δ inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale

2- calcolo di $p_u = A_1 \cdot p$

3- calcolo di $p_{u2} = B_1 \cdot p$

4- definizione del tratto iniziale della curva p-y

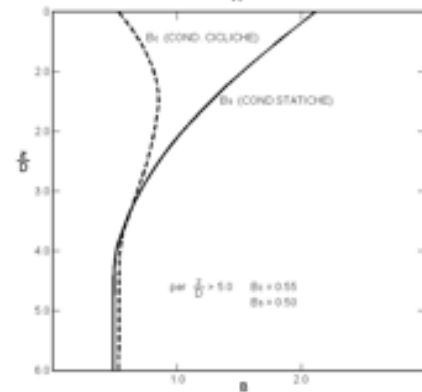
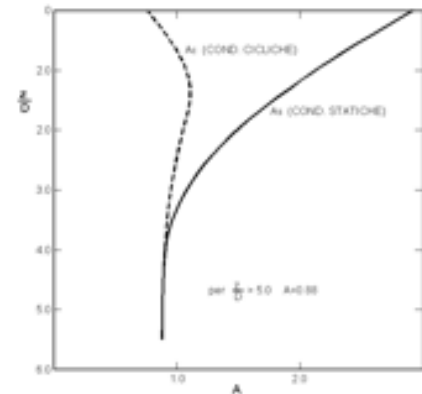
5- definizione del tratto parabolico della curva p-y

$$p = C y^{1/n}$$

dove:

$$n = p_m / m y_m$$

$$C = p_m / (y_m)^{1/n}$$



RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

11.1.2 Calcolo della capacità portante dei pali

La capacità portante dei pali è valutata seguendo l'approccio proposto da Bustamante e Doix (1985). Essa è calcolata secondo la formula:

$$Q_{amm} = Q_{B,lim} + Q_{L,lim} = q_{lim}A_b + \sum_{i=1}^n (\pi \cdot D \cdot \Delta H_i \cdot \tau_{lim,i})$$

Dove:

- $Q_{B,lim}$ portata limite di base (calcolata);
- $Q_{L,lim}$ portata limite laterale (calcolata);
- q_{lim} portata unitaria limite di base;
- A_b area di base;
- ΔH_i altezza del concio unitario di palo;
- $\tau_{lim,i}$ attrito laterale unitario limite del concio i-esimo di palo.

Il coefficiente N_q è valutato assumendo il meccanismo di rottura ipotizzato da Berezantzev, mostrato nella figura seguente. Nel caso di pali di grande diametro la capacità alla base si mobilita completamente per cedimenti tali per cui la struttura sopportata dai pali ha già raggiunto lo Stato Limite Ultimo. Per tenere conto di quest'aspetto, al fine di limitare i cedimenti agli SLE, si fa uso di coefficienti N_q^* inferiori rispetto al corrispettivo per pali di piccolo diametro.

Figura 11-1. Coefficiente N_q^* di Berezantzev, funzione dell'angolo d'attrito e del rapporto L/D

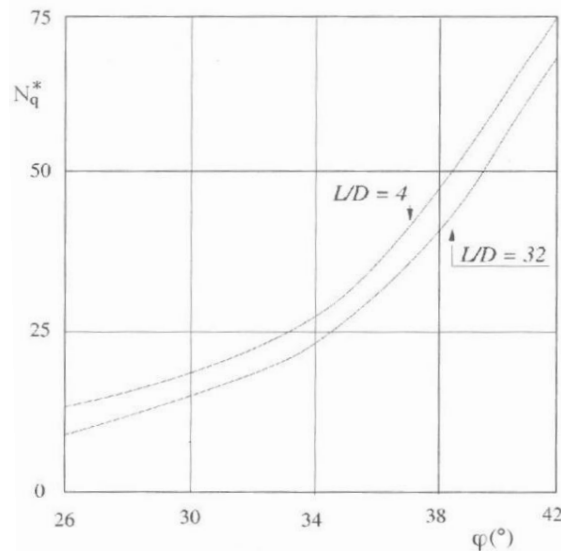


Fig. 13.10. Valori di N_q^*

Il coefficiente N_c assume significato in condizioni non drenate ($\Phi' = 0^\circ$, $c = C_u$). In tali condizioni, si assume solitamente $N_c = 9$, e la capacità di base si valuta come:

$$q_{lim} = \sigma_v + 9 C_u$$

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

La portata laterale è definita nel seguente modo:

- Per terreni granulari si ha:

$$\tau_{lim} = \mu k \sigma'_v$$

dove:

k coefficiente uguale al rapporto tra tensione verticale (litostatica) e sforzo orizzontale, dipendente dalla tecnologia di palo utilizzata. Nel caso di pali trivellati in calcestruzzo si assume $k = 0.5$;

σ'_v pressione litostatica verticale efficace;

μ coefficiente d'attrito, dipendente dalla tecnologia di palo utilizzata. Nel caso di pali trivellati in calcestruzzo si assume $\mu = \tan \phi'$.

- Per terreni coesivi si ha:

$$\tau_{lim} = \alpha C_u$$

dove:

α coefficiente riduttivo della coesione non drenata, dipendente dalla tecnologia di palo utilizzata e dal valore della coesione non drenata.

12 ANALISI STRUTTURALE: CRITERI GENERALI

12.1 CODICI DI CALCOLO

Tutti i codici di calcolo automatico utilizzati per l'analisi e la verifica delle strutture sono di sicura ed accertata validità e sono impiegati conformemente alle loro caratteristiche.

Per i calcoli e le modellazioni di cui alla presente relazione sono impiegati i codici di calcolo brevemente descritti di seguito.

- Codici di calcolo interni in Excel e Visual Basic, messi a punto e testati dallo studio;
- VcaSlu, software gratuito prodotto dal prof. Piero Gelfi per la verifica delle sezioni in c.a. e c.a.p.;
- Ensoft GROUP v7, software per il calcolo di gruppi di pali.

13 VERIFICA DELLE SPALLE

Le verifiche agli SLU e agli SLE sono state condotte sui seguenti elementi strutturali costituenti la spalla:

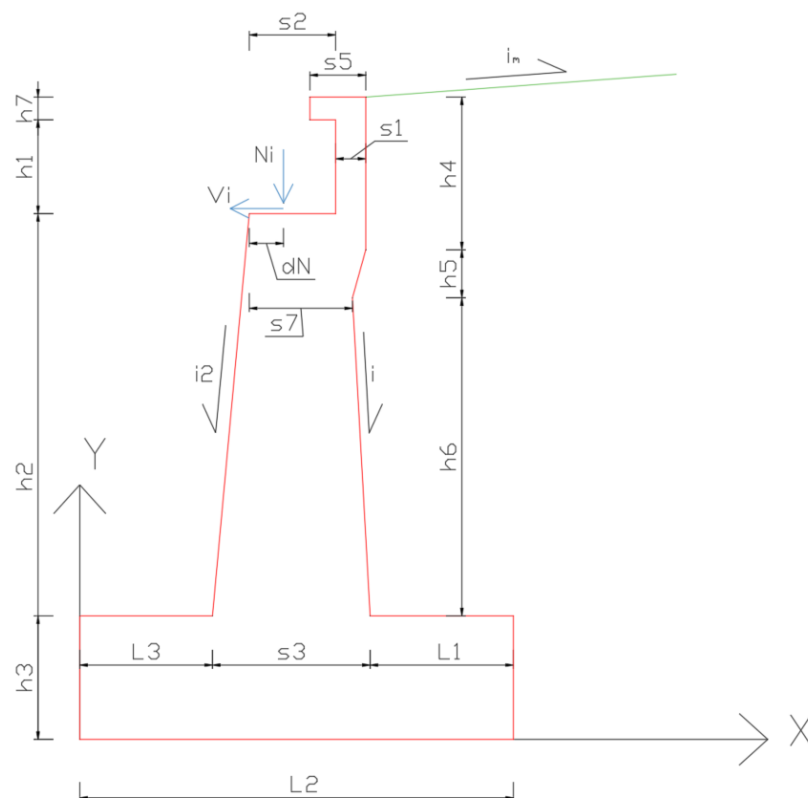
- Paraghiaia;
- Muro frontale;
- Muro di risvolto;
- Pali di fondazione;
- Platea di fondazione.

Le verifiche dei singoli elementi costituenti la spalla, ad eccezione dei pali, sono state condotte mediante un modello piano, facendo riferimento alla maggiore sezione della palla e riconducendo i carichi agenti sull'opera per metro lineare di struttura.

13.1 GEOMETRIA MURO FRONTALE E PARAGHIAIA

La geometria di verifica generica del muro frontale e del paraghiaia è mostrata nella seguente figura.

Figura 13.1: Geometria generica muro frontale



Nelle tabelle successive sono mostrati i dati geometrici utilizzati per la verifica della spalla con altezza maggiore (equivalente ad una maggiore spinta del terreno), la cui geometria è graficamente riportata nell'immagine che segue.

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Tabella 13.2: Parametri geometrici spalla (dati di input)

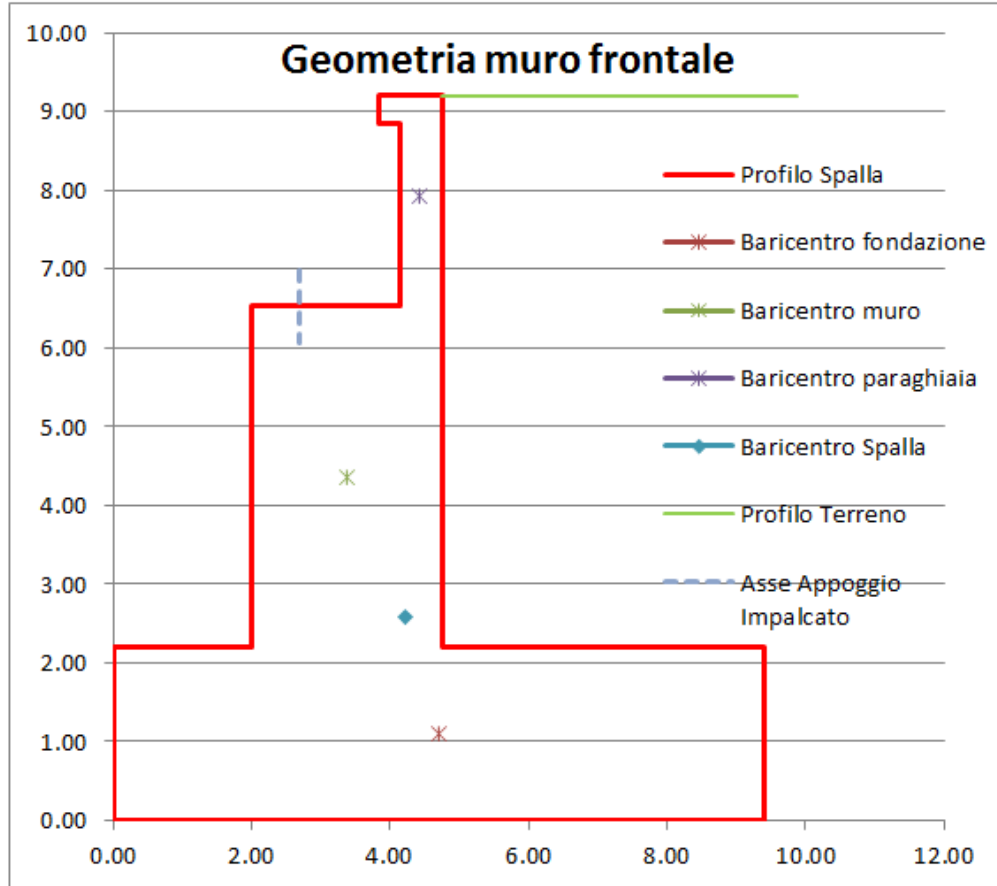
PARAMETRI GEOMETRICI SPALLA		
Altezza paraghiaia (lato valle)	h1	2.33 m
Altezza paraghiaia (lato monte)	h4	2.68 m
Spessore paraghiaia	s1	0.60 m
Altezza testa paraghiaia	h7	0.35 m
Spessore testa paraghiaia	s5	0.90 m
Spessore transizione	s6	0.00 m
Inclinazione muro monte	i	0.00%
Inclinazione terreno a monte	i _m	0.00%
Altezza muro (lato valle)	h2	4.32 m
Altezza muro (lato monte)	h6	4.32 m
Spessore piano appoggio	s2	2.15 m
Spessore muro alla base	s3	2.75 m
Altezza fondazione	h3	2.20 m
Sbalzo fondazione contro terra	L1	4.65 m
Larghezza totale fondazione	L2	9.40 m

Tabella 13.3: Parametri geometrici spalla (dati calcolati)

PARAMETRI GEOMETRICI CALCOLATI		
Sbalzo fondazione valle	L3	2.00 m
Altezza transizione	h5	0.00 m
Lunghezza quantità da disegno	s7	2.75 m
Inclinazione muro valle	i _z	0.00%
Area platea fondazione	A _f	20.68 mq
Area muro (fino ad h2)	A _m	11.88 mq
Area paraghiaia (fino ad h2)	A _p	1.71 mq
Area totale	A	34.27 mq
BARICENTRO (rispetto ad assi mostrati in figura)		
Baricentro platea fondazione	x _G	4.700 m
	y _G	1.100 m
Baricentro muro (fino ad h2)	x _G	3.375 m
	y _G	4.360 m
Baricentro paraghiaia (fino ad h2)	x _G	4.422 m
	y _G	7.929 m
Baricentro totale spalla	x _G	4.227 m
	y _G	2.571 m
CALCOLO PESI (al metro lineare di spalla)		
Peso fondazione	P _f	517.00 kN/m
Peso muro (fino ad h2)	P _m	297.00 kN/m
Peso paraghiaia (fino ad h2)	P _p	42.75 kN/m
Peso totale spalla	P	856.75 kN/m

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Figura 13.4: Geometria di verifica del muro frontale



RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

13.2 VERIFICHE DEL PARAGHIAIA

Il paraghiaia viene calcolato per unità di lunghezza, considerando agenti i pesi propri, il sovraccarico stradale a monte della parete, la spinta del terreno, le spinte sismiche, le forze di inerzia e l'azione di frenamento.

Vista la geometria a mensola della struttura e la natura dei carichi applicati, le verifiche sono condotte alla sezione di incastro tra il paraghiaia e il muro a spessore maggiore.

13.2.1 Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU/SLV)

Nelle tabelle seguenti sono riportate le azioni agenti sul paraghiaia e le reazioni da esse causate alla base dell'elemento. Queste reazioni sono mostrate in forma caratteristica, prima di essere combinate secondo i coefficienti parziali.

Tabella 13.5: Coefficienti di spinta terreno

Stato limite sismico	SLV
Tipologia di verifica	Resistenza strutturale
Elemento	paraghiaia
Combinazione	A1+M1+R3
verifica prevista	

Coefficienti parziali azioni			
		Favorevoli	Sfavorevoli
A1	G1	1	1.3
	G2	0.8	1.5
	Q	0	1.5
Coefficienti parziali geotecnici			
M1	γ_φ	1	
	γ_c	1	
	γ_{cu}	1	
	γ_r	1	
Coefficienti parziali di resistenza			
R3	γ_r	1	

CALCOLO SPINTE TERRENO			
Angolo attrito interno di progetto	φ_d	35.00 °	0.61 rad
Inclinazione muro a monte	β	0.00 °	0.00 rad
Angolo attrito terreno-muro	δ	23.33 °	0.41 rad
Inclinazione terreno a monte	i_m	0.00 °	0.00 rad
Coefficiente di spinta a riposo	K_0	0.43	
Coefficiente di spinta attiva	K_A	0.24	
$k_h + k_v$ negativo (spinta sismica verso l'alto)			
Inclinazione della risultante della forza peso e delle forze di inerzia agenti sul cuneo	θ	29.86 °	0.52 rad
Coefficiente di spinta attiva sismica	K_{AE}	1.04	Mononobe-Okabe
Delta spinta sismica	ΔK_{AE}	0.561	
Angolo del cuneo sismico	α_{AE}	19.50 °	0.34 rad
	C_{1E}	4.00	
	C_{2E}	15.96	
$k_h + k_v$ positivo (spinta sismica verso il basso)			
Inclinazione della risultante della forza peso e delle forze di inerzia agenti sul cuneo	θ	20.04 °	0.35 rad
Coefficiente di spinta attiva sismica	K_{AE}	0.57	Mononobe-Okabe
Delta spinta sismica	ΔK_{AE}	0.451	
Angolo del cuneo sismico	α_{AE}	42.27 °	0.74 rad
	C_{1E}	2.20	
	C_{2E}	4.79	

Tabella 13.6: Dati geometrici e carichi statici Paraghiaia (SLU)

PARAMETRI GEOMETRICI				Contributi al piede del paraghiaia						
Altezza paraghiaia	$h1+h7$		2.68 m							
Altezza muro	$h2$		4.32 m							
Altezza platea fondazione	$h3$		2.20 m							
Altezza complessiva	h		2.68 m							
Posizione incastro	x_i		4.45 m							
	y_i		6.52 m							
Posizione appoggio	x_a		2.70 m							
	y_a		6.52 m							
CARICHI STATICI				x [m]	y [m]	angolo [°]	N [kN/m]	T [kN/m]	M [kNm/m]	
Peso proprio paraghiaia	G1a		42.75 kN/m	4.42	7.93	90.00	42.75	0.00	-1.18	
Peso proprio muro	G1b		0.00 kN/m	3.38	4.36	90.00	0.00	0.00	0.00	
Peso proprio platea	G1c		0.00 kN/m	4.70	1.10	90.00	0.00	0.00	0.00	
Peso terreno piede muro	G1t		0.00 kN/m	7.08	2.20	90.00	0.00	0.00	0.00	
Spinta a riposo	S0		28.99 kN/m	4.75	7.41	23.33	11.48	26.62	-20.29	
Sovrappinta pavimentazione	S _{G2}		0.00 kN/m	4.75	7.86	23.33	0.00	0.00	0.00	
Sovrappinta traffico	S _{Q1}		22.81 kN/m	4.75	7.86	23.33	9.04	20.95	-25.31	
Impronta su paraghiaia	Fr ₁		125.00 kN/m	4.30	9.20	90.00	125.00	0.00	-18.75	
Frenamento Orizzontale	Fr ₂		75.00 kN/m	4.30	9.20	0.00	0.00	75.00	-200.63	

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Tabella 13.7: Carichi sismici Paraghiaia (SLV)

CARICHI SISMICI k_y negativo			x [m]	y [m]	angolo [°]	N [kN/m]	T [kN/m]	M [kNm/m]
Peso proprio paraghiaia	G1a	42.75 kN/m	4.42	7.93	90.00	42.75	0.00	-1.18
Peso proprio muro	G1b	0.00 kN/m	3.38	4.36	90.00	0.00	0.00	0.00
Peso proprio platea	G1c	0.00 kN/m	4.70	1.10	90.00	0.00	0.00	0.00
Peso terreno piede muro	G1t	0.00 kN/m	7.08	2.20	90.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia paraghiaia orizzontale	G1a _h	19.07 kN/m	4.42	7.93	0.00	0.00	19.07	-26.86
Inerzia paraghiaia verticale	G1a _v	-9.53 kN/m	4.42	7.93	90.00	-9.53	0.00	0.26
Inerzia muro orizzontale	G1b _h	0.00 kN/m	3.38	4.36	0.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia muro verticale	G1b _v	0.00 kN/m	3.38	4.36	90.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia platea orizzontale	G1c _h	0.00 kN/m	4.70	1.10	0.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia platea verticale	G1c _v	0.00 kN/m	4.70	1.10	90.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia terreno piede muro orizzontale	G1t _h	0.00 kN/m	7.08	2.20	0.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia terreno piede muro verticale	G1t _v	0.00 kN/m	7.08	2.20	90.00	0.00	0.00	0.00
Spinta attiva	SA	16.61 kN/m	4.75	7.41	23.33	6.58	15.26	-11.63
Delta Spinta sismica (Mononobe-Okabe)	ΔS	38.15 kN/m	4.75	7.86	23.33	15.11	35.03	-42.32
Sovrappinta pavimentazione	S _{q2}	0.00 kN/m	4.75	7.86	23.33	0.00	0.00	0.00
Sovrappinta traffico	S _{q1}	22.81 kN/m	4.75	7.86	23.33	9.04	20.95	-25.31
Impronta su paraghiaia	Fr ₁	125.00 kN/m	4.30	9.20	90.00	125.00	0.00	-18.75
Inerzia impronta orizzontale	Fr _{1h}	55.75 kN/m	4.30	9.20	0.00	0.00	55.75	-149.13
Inerzia impronta verticale	Fr _{1v}	-27.88 kN/m	4.30	9.20	90.00	-27.88	0.00	4.18
Frenamento Orizzontale	Fr ₂	75.00 kN/m	4.30	9.20	0.00	0.00	75.00	-200.63
CARICHI SISMICI k_y positivo			x [m]	y [m]	angolo [°]	N [kN/m]	T [kN/m]	M [kNm/m]
Peso proprio paraghiaia	G1a	42.75 kN/m	4.42	7.93	90.00	42.75	0.00	-1.18
Peso proprio muro	G1b	0.00 kN/m	3.38	4.36	90.00	0.00	0.00	0.00
Peso proprio platea	G1c	0.00 kN/m	4.70	1.10	90.00	0.00	0.00	0.00
Peso terreno piede muro	G1t	0.00 kN/m	7.08	5.70	90.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia paraghiaia orizzontale	G1a _h	19.07 kN/m	4.42	7.93	0.00	0.00	19.07	-26.86
Inerzia paraghiaia verticale	G1a _v	9.53 kN/m	4.42	7.93	90.00	9.53	0.00	-0.26
Inerzia muro orizzontale	G1b _h	0.00 kN/m	3.38	4.36	0.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia muro verticale	G1b _v	0.00 kN/m	3.38	4.36	90.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia platea orizzontale	G1c _h	0.00 kN/m	4.70	1.10	0.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia platea verticale	G1c _v	0.00 kN/m	4.70	1.10	90.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia terreno piede muro orizzontale	G1t _h	0.00 kN/m	7.08	5.70	0.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia terreno piede muro verticale	G1t _v	0.00 kN/m	7.08	5.70	90.00	0.00	0.00	0.00
Spinta attiva	SA	16.61 kN/m	4.75	7.41	23.33	6.58	15.26	-11.63
Delta Spinta sismica (Mononobe-Okabe)	ΔS	30.69 kN/m	4.75	7.86	23.33	12.15	28.18	-34.04
Sovrappinta pavimentazione	S _{q2}	0.00 kN/m	4.75	7.86	23.33	0.00	0.00	0.00
Sovrappinta traffico	S _{q1}	22.81 kN/m	4.75	7.86	23.33	9.04	20.95	-25.31
Impronta su paraghiaia	Fr ₁	125.00 kN/m	4.30	9.20	90.00	125.00	0.00	-18.75
Inerzia impronta orizzontale	Fr _{1h}	55.75 kN/m	4.30	9.20	0.00	0.00	55.75	-149.13
Inerzia impronta verticale	Fr _{1v}	27.88 kN/m	4.30	9.20	90.00	27.88	0.00	-4.18
Frenamento Orizzontale	Fr ₂	75.00 kN/m	4.30	9.20	0.00	0.00	75.00	-200.63

Le seguenti tabelle mostrano gli involucri delle reazioni alla base del paraghiaia e il fattore di sicurezza (FS) riferito al momento flettente e associato alla sezione di progetto.

In particolare, si ipotizzano 5φ24 al metro su entrambi i lembi del paraghiaia che, come mostrato nella figura riportata di seguito, restituiscono un momento resistente di $M_{Rd} = 450.9 kNm/m$. Si nota come nella verifica si trascura, a favore di sicurezza, il contributo dovuto all'azione assiale N.

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Figura 13.8: Verifica agli SLU paraghiaia

Tabella 13.9: Inviluppo reazioni SLU/SLV e Fattore di Sicurezza (FS) momento flettente (Paraghiaia)

INVILUPPO REAZIONI ALLA BASE SLU-SLV			valore	x [m]	y [m]	verso	
Azione verticale	N [kN/m]	264.78 kN/m	4.45	6.52	+y	MAX	
Azione orizzontale	T [kN/m]	162.81 kN/m					
Momento	M [kNm/m]	282.17 kNm/m					
Azione verticale	N [kN/m]	-110.22 kN/m	4.45	6.52	-y	MIN	
Azione orizzontale	T [kN/m]	-62.19 kN/m					
Momento	M [kNm/m]	-375.95 kNm/m					

VERIFICA MOMENTO FLETTENTE SEZIONE SIMMETRICA (GELFI)			
Altezza sezione	h	100	cm
Base sezione	b	60	cm
Copriferro	c	4	cm
Acciaio superiore	A_{sup}	22.62	cmq
Acciaio Inferiore	A_{inf}	22.62	cmq
Azione di compressione	N_{Ed}	0	kN
Momento flettente	M_{Rd}	450.9	kNm/m
Fattore di sicurezza	FS	1.20	

numero	diametro	
5	φ 24	(armatura compressa)
5	φ 24	(armatura tesa)

VERIFICA SODDISFATTA	
----------------------	--

Per quanto riguarda la verifica a taglio, le tabelle seguenti mostrano come la sezione sia verificata a taglio senza l'utilizzo di armatura specifica.

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Tabella 13.10: Verifica a taglio (Paraghiaia)

VERIFICA A TAGLIO SECONDO NTC 2018 ED EUROCODICE 2 (UNI EN 1992 1-1)	
Note e convenzioni	N > 0 → trazione

INPUT			
Fattore di confidenza	FC	1	
	R _{ck}	40 N/mm ²	
	f _{ck}	31 N/mm ²	
Valore medio della resistenza a trazione	f _{ctm}	3.0 N/mm ²	= 0.3 * f _{ck} ^(2/3)
Coefficiente sicurezza cls	γ _c	1.5	
Coefficiente carichi lunga durata	α _{cc}	0.85	
Resistenza di calcolo del cls	f _{cd}	17.68 N/mm ²	= α _{cc} * f _{ck} / γ _c
Resistenza caratteristica di snervamento acciaio	f _{yk}	450 N/mm ²	
Coefficiente sicurezza acciaio	β _s	1.15	
Snervamento di calcolo acciaio	f _{yd}	391 N/mm ²	= f _{yk} / β _s
Forza di taglio di calcolo	V _{sd}	162.8 kN	
Forza assiale di calcolo	N _{sd}	-264.78 kN	
Larghezza sezione	b _w	100 cm	1000 mm
altezza della sezione	H	60 cm	600 mm
Copriferro	c	4 cm	
Diametro barre superiori	φ ₂	24 mm	
Diametro barre inferiori	φ ₁	24 mm	
Diametro staffe	φ _{st}	12 mm	
Numero di barre superiori	N ₂	5	
Numero di barre inferiori	N ₁	5	
altezza utile della sezione	d	53.6 cm	536 mm

RESISTENZA DI CALCOLO DELL'ELEMENTO SENZA ARMATURA A TAGLIO: V _{Rd}				(rif. cap. 4.1.2.3.5.1 NTC 2018)
$V_{Rd} = \max\{[0.18 * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 * \sigma_{op}] * b_w * d; [V_{min} + 0.15 * \sigma_{op}] * b_w * d\}$				
$K = 1 + (200 / d)^{0.5} \leq 2.00$	K	1.61		
$V_{min} = 0.035 * K^{1.5} * f_{ck}^{0.5}$	V _{min}	0.40 N/mm ²		
A _{s1} =area delle armature di trazione che si estendono non meno di d+l _{b,net} oltre la sezione considerata	A _{s1}	22.62 cm ²	2261.947 mm ²	
$\rho_1 = A_{s1} / (b_w d) \leq 0.02$	ρ ₁	0.0042		
$\sigma_{op} = -N_{sd} / A_c \leq 0.2 f_{cd}$	σ _{op}	0.44 N/mm ²		
	V _{Rd1}	280 kN		
	V _{Rd2}	250 kN		
	V _{Rd}	280.14 kN		
Fattore di sicurezza	FS	1.72		OK - VERIFICA SODDISFATTA

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

13.3 VERIFICA DEL MURO FRONTALE

Il muro frontale viene calcolato per unità di lunghezza, considerando agenti i pesi propri, il sovraccarico stradale a monte della parete, la spinta del terreno, le spinte sismiche, le forze di inerzia e le azioni trasmesse dall'impalcato al piano appoggi. Queste ultime vengono ottenute mediante le combinazioni descritte in precedenza, riconducendo le azioni elementari a metro lineare di opera e considerando unicamente le azioni provenienti dall'impalcato più sollecitante.

Vista la geometria a mensola della struttura e la natura dei carichi, le verifiche sono condotte alla sezione di incastro tra l'elemento verticale e la platea di fondazione.

13.3.1 Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU/SLV)

Nelle tabelle seguenti sono riportate le azioni agenti sul muro frontale e le reazioni da esse causate alla base dell'elemento. Queste reazioni sono mostrate in forma caratteristica, prima di essere combinate secondo i coefficienti parziali.

Tabella 13.11: Coefficienti di spinta terreno

Stato limite sismico	SLV
Tipologia di verifica	Resistenza strutturale
Elemento	muro
Combinazione	A1+M1+R3
verifica prevista	

Coefficienti parziali azioni			
		Favorevoli	Sfavorevoli
A1	G1	1	1.3
	G2	0.8	1.5
	Q	0	1.5
Coefficienti parziali geotecnici			
M1	γ_g	1	
	γ_c	1	
	γ_{ov}	1	
	γ_r	1	
Coefficienti parziali di resistenza			
R3	γ_R	1	

CALCOLO SPINTE TERRENO			
Angolo attrito interno di progetto	Ψ_d	35.00 °	0.61 rad
Inclinazione muro a monte	β	0.00 °	0.00 rad
Angolo attrito terreno-muro	δ	23.33 °	0.41 rad
Inclinazione terreno a monte	i_m	0.00 °	0.00 rad
Coefficiente di spinta a riposo	K_0	0.43	
Coefficiente di spinta attiva	K_A	0.24	
$k_h + k_v$ negativo (spinta sismica verso l'alto)			
Inclinazione della risultante della forza peso e delle forze di inerzia agenti sul cuneo	θ	29.86 °	0.52 rad
Coefficiente di spinta attiva sismica	K_{AE}	1.04	Mononobe-Okabe
Delta spinta sismica	ΔK_{AE}	0.561	
Angolo del cuneo sismico	α_{AE}	19.50 °	0.34 rad
	C_{1E}	4.00	
	C_{2E}	15.96	
$k_h + k_v$ positivo (spinta sismica verso il basso)			
Inclinazione della risultante della forza peso e delle forze di inerzia agenti sul cuneo	θ	20.04 °	0.35 rad
Coefficiente di spinta attiva sismica	K_{AE}	0.57	Mononobe-Okabe
Delta spinta sismica	ΔK_{AE}	0.451	
Angolo del cuneo sismico	α_{AE}	42.27 °	0.74 rad
	C_{1E}	2.20	
	C_{2E}	4.79	

Tabella 13.12: Dati geometrici e carichi statici Muro (SLU)

PARAMETRI GEOMETRICI									
Altezza paraghiaia	$h1+h7$	2.68 m							
Altezza muro	$h2$	4.32 m							
Altezza platea fondazione	$h3$	2.20 m							
Altezza complessiva	h	7.00 m							
Posizione incastro	x_1	3.375 m							
	y_1	2.20 m							
Posizione appoggio	x_2	2.70 m							
	y_2	6.52 m							
CARICHI STATICI			x [m]	y [m]	angolo [°]	Contributi al piede del muro			
Peso proprio paraghiaia	G1a	42.75 kN/m	4.42	7.93	90.00	42.75	0.00	44.78	
Peso proprio muro	G1b	297.00 kN/m	3.38	4.36	90.00	297.00	0.00	0.00	
Peso proprio platea	G1c	0.00 kN/m	4.70	1.10	90.00	0.00	0.00	0.00	
Peso terreno piede muro	G1t	0.00 kN/m	7.08	2.20	90.00	0.00	0.00	0.00	
Spinta a riposo	S0	198.22 kN/m	4.75	4.53	23.33	78.51	182.01	-316.43	
Sovraspinta pavimentazione	S _{G2}	0.00 kN/m	4.75	5.70	23.33	0.00	0.00	0.00	
Sovraspinta traffico	S _{q1}	59.66 kN/m	4.75	5.70	23.33	23.63	54.78	-159.10	
Impronta su paraghiaia	Fr ₁	0.00 kN/m	4.30	9.20	90.00	0.00	0.00	0.00	
Frenamento Orizzontale	Fr ₂	0.00 kN/m	4.30	9.20	0.00	0.00	0.00	0.00	

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Tabella 13.13: Carichi sismici Muro (SLV)

CARICHI SISMICI k_y negativo			x [m]	y [m]	angolo [°]	N [kN/m]	T [kN/m]	M [kNm/m]
Peso proprio paraghiaia	G1a	42.75 kN/m	4.42	7.93	90.00	42.75	0.00	44.78
Peso proprio muro	G1b	297.00 kN/m	3.38	4.36	90.00	297.00	0.00	0.00
Peso proprio platea	G1c	0.00 kN/m	4.70	1.10	90.00	0.00	0.00	0.00
Peso terreno piede muro	G1t	0.00 kN/m	7.08	2.20	90.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia paraghiaia orizzontale	G1a _h	19.07 kN/m	4.42	7.93	0.00	0.00	19.07	-109.23
Inerzia paraghiaia verticale	G1a _v	-9.53 kN/m	4.42	7.93	90.00	-9.53	0.00	-9.98
Inerzia muro orizzontale	G1b _h	132.46 kN/m	3.38	4.36	0.00	0.00	132.46	-286.12
Inerzia muro verticale	G1b _v	-66.23 kN/m	3.38	4.36	90.00	-66.23	0.00	0.00
Inerzia platea orizzontale	G1c _h	0.00 kN/m	4.70	1.10	0.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia platea verticale	G1c _v	0.00 kN/m	4.70	1.10	90.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia terreno piede muro orizzontale	G1t _h	0.00 kN/m	7.08	2.20	0.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia terreno piede muro verticale	G1t _v	0.00 kN/m	7.08	2.20	90.00	0.00	0.00	0.00
Spinta attiva	SA	113.61 kN/m	4.75	4.53	23.33	45.00	104.32	-181.36
Delta Spinta sismica (Mononobe-Okabe)	ΔS	260.86 kN/m	4.75	5.70	23.33	103.32	239.53	-695.69
Sovrappinta pavimentazione	S _{G2}	0.00 kN/m	4.75	5.70	23.33	0.00	0.00	0.00
Sovrappinta traffico	S _{G1}	59.66 kN/m	4.75	5.70	23.33	23.63	54.78	-159.10
Impronta su paraghiaia	Fr ₁	0.00 kN/m	4.30	9.20	90.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia impronta orizzontale	Fr _{1h}	0.00 kN/m	4.30	9.20	0.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia impronta verticale	Fr _{1v}	0.00 kN/m	4.30	9.20	90.00	0.00	0.00	0.00
Frenamento Orizzontale	Fr ₂	0.00 kN/m	4.30	9.20	0.00	0.00	0.00	0.00
CARICHI SISMICI k_y positivo			x [m]	y [m]	angolo [°]	N [kN/m]	T [kN/m]	M [kNm/m]
Peso proprio paraghiaia	G1a	42.75 kN/m	4.42	7.93	90.00	42.75	0.00	44.78
Peso proprio muro	G1b	297.00 kN/m	3.38	4.36	90.00	297.00	0.00	0.00
Peso proprio platea	G1c	0.00 kN/m	4.70	1.10	90.00	0.00	0.00	0.00
Peso terreno piede muro	G1t	0.00 kN/m	7.08	2.20	90.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia paraghiaia orizzontale	G1a _h	19.07 kN/m	4.42	7.93	0.00	0.00	19.07	-109.23
Inerzia paraghiaia verticale	G1a _v	9.53 kN/m	4.42	7.93	90.00	9.53	0.00	9.98
Inerzia muro orizzontale	G1b _h	132.46 kN/m	3.38	4.36	0.00	0.00	132.46	-286.12
Inerzia muro verticale	G1b _v	66.23 kN/m	3.38	4.36	90.00	66.23	0.00	0.00
Inerzia platea orizzontale	G1c _h	0.00 kN/m	4.70	1.10	0.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia platea verticale	G1c _v	0.00 kN/m	4.70	1.10	90.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia terreno piede muro orizzontale	G1t _h	0.00 kN/m	7.08	2.20	0.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia terreno piede muro verticale	G1t _v	0.00 kN/m	7.08	2.20	90.00	0.00	0.00	0.00
Spinta attiva	SA	113.61 kN/m	4.75	4.53	23.33	45.00	104.32	-181.36
Delta Spinta sismica (Mononobe-Okabe)	ΔS	209.83 kN/m	4.75	5.70	23.33	83.11	192.67	-559.59
Sovrappinta pavimentazione	S _{G2}	0.00 kN/m	4.75	5.70	23.33	0.00	0.00	0.00
Sovrappinta traffico	S _{G1}	59.66 kN/m	4.75	5.70	23.33	23.63	54.78	-159.10
Impronta su paraghiaia	Fr ₁	0.00 kN/m	4.30	9.20	90.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia impronta orizzontale	Fr _{1h}	0.00 kN/m	4.30	9.20	0.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia impronta verticale	Fr _{1v}	0.00 kN/m	4.30	9.20	90.00	0.00	0.00	0.00
Frenamento Orizzontale	Fr ₂	0.00 kN/m	4.30	9.20	0.00	0.00	0.00	0.00

Le seguenti tabelle mostrano gli involuipi delle reazioni alla base del muro frontale e il fattore di sicurezza (FS) riferito al momento flettente e associato alla sezione di progetto.

In particolare, si ipotizzano 5φ24 al metro su entrambi i lembi del muro frontale che, come mostrato nella figura riportata di seguito, restituiscono un momento resistente di $M_{Rd} = 2349 kNm/m$. Si nota come nella verifica si trascura, a favore di sicurezza, il contributo dovuto all'azione assiale N .

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Figura 13.14: Verifica agli SLU muro

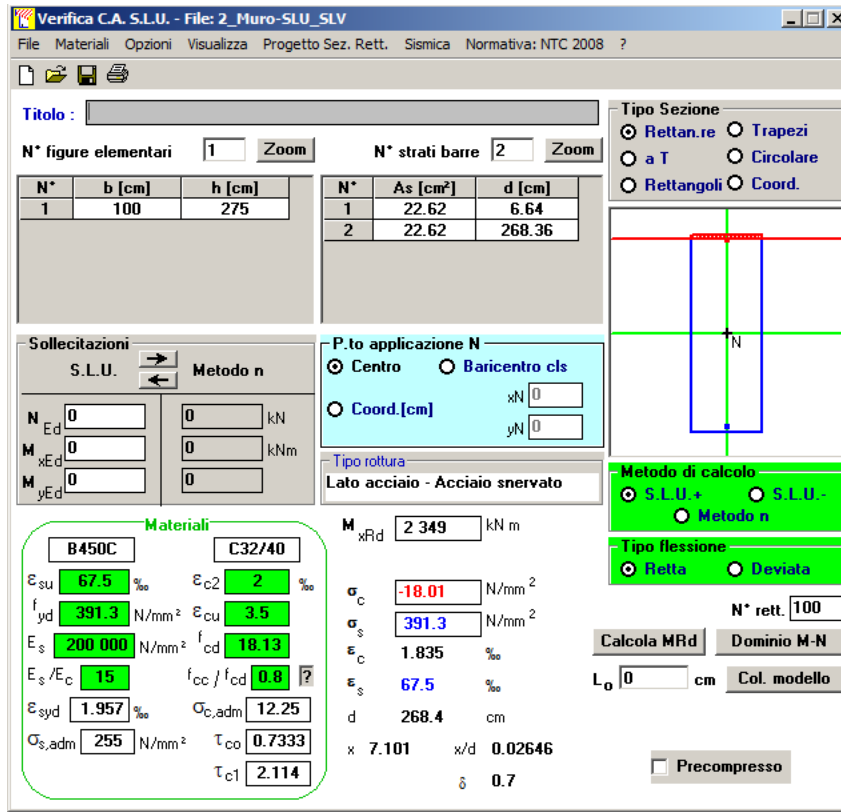


Tabella 13.15: Involuppo reazioni SLU/SLV e Fattore di Sicurezza (FS) momento flettente (Muro)

INVILUPPO REAZIONI ALLA BASE SLU-SLV		valore	x [m]	y [m]	verso	
Azione verticale	N [kN/m]	995.54 kN/m	3.375	2.20	+y	MAX
Azione orizzontale	T [kN/m]	718.50 kN/m			+x	
Momento	M [kNm/m]	-379.59 kNm/m			orario	
Azione verticale	N [kN/m]	378.54 kN/m	3.375	2.20	+y	MIN
Azione orizzontale	T [kN/m]	182.01 kN/m			+x	
Momento	M [kNm/m]	-2277.90 kNm/m			orario	

VERIFICA MOMENTO FLETTENTE SEZIONE SIMMETRICA (GELFI)				numero	diametro	
Altezza sezione	h	100	cm			
Base sezione	b	275	cm			
Copriferro	c	4	cm			
Acciaio superiore	A _{sup}	22.62	cmq	5	φ 24	(armatura compressa)
Acciaio Inferiore	A _{inf}	22.62	cmq	5	φ 24	(armatura tesa)
Azione di compressione	N _{Ed}	0	kN			
Momento flettente	M _{Rd}	2349.00	kNm/m			
Fattore di sicurezza	FS	1.03		VERIFICA SODDISFATTA		

Per quanto riguarda la verifica a taglio, le tabelle seguenti mostrano come la sezione sia verificata a taglio senza l'utilizzo di armatura specifica.

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Tabella 13.16: Verifica a taglio pt1 (Muro)

VERIFICA A TAGLIO SECONDO NTC 2018 ED EUROCODICE 2 (UNI EN 1992 1-1)	
Note e convenzioni	N > 0 → trazione

INPUT			
Fattore di confidenza	FC	1	
	R_{ck}	40 N/mm ²	
	f_{ck}	31 N/mm ²	
Valore medio della resistenza a trazione	f_{ctm}	3.0 N/mm ²	= $0.3 * f_{ck}^{2/3}$
Coefficiente sicurezza cls	γ_c	1.5	
Coefficiente carichi lunga durata	α_{cc}	0.85	
Resistenza di calcolo del cls	f_{cd}	17.68 N/mm ²	= $\alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c$
Resistenza caratteristica di snervamento acciaio	f_{yk}	450 N/mm ²	
Coefficiente sicurezza acciaio	β_s	1.15	
Snervamento di calcolo acciaio	f_{yd}	391 N/mm ²	= f_{yk} / β_s
Forza di taglio di calcolo	V_{sd}	718.5 kN	
Forza assiale di calcolo	N_{sd}	-995.54 kN	
Larghezza sezione	b_w	100 cm	1000 mm
altezza della sezione	H	275 cm	2750 mm
Copriferro	c	4 cm	
Diametro barre superiori	ϕ_2	24 mm	
Diametro barre inferiori	ϕ_1	24 mm	
Diametro staffe	ϕ_{st}	12 mm	
Numero di barre superiori	N_2	5	
Numero di barre inferiori	N_1	5	
altezza utile della sezione	d	268.6 cm	2686 mm

RESISTENZA DI CALCOLO DELL'ELEMENTO SENZA ARMATURA A TAGLIO: V_{Rd} (rif. cap. 4.1.2.3.5.1 NTC 2018)			
$V_{Rd} = \max\{[0.18 * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d; [V_{min} + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d\}$			
$K = 1 + (200 / d)^{0.5} \leq 2.00$	K	1.27	
$V_{min} = 0.035 * K^{1.5} * f_{ck}^{0.5}$	V_{min}	0.28 N/mm ²	
A_{s1} = area delle armature di trazione che si estendono non meno di $d + l_{b,net}$ oltre la sezione considerata	A_{s1}	22.62 cm ²	2261.947 mm ²
$\rho_1 = A_{s1} / (b_w d) \leq 0.02$	ρ_1	0.0008	
$\sigma_{cp} = -N_{sd} / A_c \leq 0.2 f_{cd}$	σ_{cp}	0.36 N/mm ²	
	V_{Rd1}	712 kN	
	V_{Rd2}	900 kN	
	V_{Rd}	899.96 kN	
Fattore di sicurezza	FS	1.25	OK - VERIFICA SODDISFATTA

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

13.4 VERIFICA PALI DI FONDAZIONE

Le verifiche strutturali dei pali di fondazione sono eseguite agli Stati Limite Ultimi con riferimento ai momenti e al taglio agente e agli Stati Limiti d'Esercizio con riferimento alla fessurazione.

La verifica a flessione e a taglio viene eseguita sul palo più sollecitato per la combinazione di calcolo più sollecitante (SLV1).

13.4.1 Caratteristiche geometriche e meccaniche

Le caratteristiche geometriche e meccaniche dei pali sono riportate di seguito:

Tabella 13.17: Caratteristiche pali

Diametro	D	1.2	m
Area	A	1.13	m^2
Lunghezza	L	38	m
Spaziatura in direzione parallela all'asse stradale	s_y	3.6	m
Spaziatura in direzione ortogonale all'asse stradale	s_z	3.6	m
Momento d'inerzia	I	0.10179	m^4
Momento polare	J	0.20358	m^4
Modulo elastico	E	33643	MPa
Modulo di taglio	G	18000	MPa

13.4.2 Azioni di progetto

Le azioni di progetto della fondazione coincidono con le reazioni vincolari che si otterrebbero vincolando la platea nel baricentro della palificata. Le seguenti tabelle mostrano i valori caratteristici delle azioni agenti direttamente sulla spalla, ai quali vanno sommate le azioni provenienti dall'impalcato.

Tabella 13.18: Dati geometrici e carichi statici Spalla completa (SLU)

PARAMETRI GEOMETRICI								
Altezza paraghiaia	h_1+h_7	2.68 m						
Altezza muro	h_2	4.32 m						
Altezza platea fondazione	h_3	2.20 m						
Altezza complessiva	h	9.20 m						
Posizione incastro	x_i	4.7 m						
	z_i	0.00 m						
Posizione appoggio	x_e	2.70 m						
	z_e	6.52 m						
CARICHI STATICI			x [m]	z [m]	angolo [°]	Contributi al piede della platea		
Peso proprio paraghiaia	G_{1a}	42.75 kN/m	4.42	7.93	90.00	42.75	0.00	-11.87
Peso proprio muro	G_{1b}	297.00 kN/m	3.38	4.36	90.00	297.00	0.00	-393.53
Peso proprio platea	G_{1c}	517.00 kN/m	4.70	1.10	90.00	517.00	0.00	0.00
Peso terreno piede muro	G_{1t}	618.01 kN/m	7.08	2.20	90.00	618.01	0.00	1467.77
Spinta a riposo	S_0	342.51 kN/m	4.75	3.07	23.33	135.66	314.49	-957.14
Sovraspinta pavimentazione	S_{e2}	0.00 kN/m	4.75	4.60	23.33	0.00	0.00	0.00
Sovraspinta traffico	S_{e1}	78.42 kN/m	4.75	4.60	23.33	31.06	72.01	-329.49
Impronta su paraghiaia	Fr_1	0.00 kN/m	4.30	9.20	90.00	0.00	0.00	0.00
Frenamento Orizzontale	Fr_2	0.00 kN/m	4.30	9.20	0.00	0.00	0.00	0.00

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Tabella 13.19: Carichi sismici Spalla completa (SLV)

CARICHI SISMICI k_v negativo			x [m]	z [m]	angolo [°]	N [kN/m]	T [kN/m]	M [kNm/m]
Peso proprio paraghiaia	G1a	42.75 kN/m	4.42	7.93	90.00	42.75	0.00	-11.87
Peso proprio muro	G1b	297.00 kN/m	3.38	4.36	90.00	297.00	0.00	-393.53
Peso proprio platea	G1c	517.00 kN/m	4.70	1.10	90.00	517.00	0.00	0.00
Peso terreno piede muro	G1t	618.01 kN/m	7.08	2.20	90.00	618.01	0.00	1467.77
Inerzia paraghiaia orizzontale	G1a _h	19.07 kN/m	4.42	7.93	0.00	0.00	19.07	-151.18
Inerzia paraghiaia verticale	G1a _v	-9.53 kN/m	4.42	7.93	90.00	-9.53	0.00	2.65
Inerzia muro orizzontale	G1b _h	132.46 kN/m	3.38	4.36	0.00	0.00	132.46	-577.53
Inerzia muro verticale	G1b _v	-66.23 kN/m	3.38	4.36	90.00	-66.23	0.00	87.76
Inerzia platea orizzontale	G1c _h	230.58 kN/m	4.70	1.10	0.00	0.00	230.58	-253.64
Inerzia platea verticale	G1c _v	-115.29 kN/m	4.70	1.10	90.00	-115.29	0.00	0.00
Inerzia terreno piede muro orizzontale	G1t _h	275.63 kN/m	7.08	2.20	0.00	0.00	275.63	-606.39
Inerzia terreno piede muro verticale	G1t _v	-137.82 kN/m	7.08	2.20	90.00	-137.82	0.00	-327.31
Spinta attiva	SA	196.31 kN/m	4.75	3.07	23.33	77.75	180.26	-548.60
Delta Spinta sismica (Mononobe-Okabe)	ΔS	450.76 kN/m	4.75	4.60	23.33	178.54	413.89	-1893.94
Sovraspinta pavimentazione	S _{sz}	0.00 kN/m	4.75	4.60	23.33	0.00	0.00	0.00
Sovraspinta traffico	S _{st}	78.42 kN/m	4.75	4.60	23.33	31.06	72.01	-329.49
Impronta su paraghiaia	Fr ₁	0.00 kN/m	4.30	9.20	90.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia impronta orizzontale	Fr _{1h}	0.00 kN/m	4.30	9.20	0.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia impronta verticale	Fr _{1v}	0.00 kN/m	4.30	9.20	90.00	0.00	0.00	0.00
Frenamento Orizzontale	Fr ₂	0.00 kN/m	4.30	9.20	0.00	0.00	0.00	0.00
CARICHI SISMICI k_v positivo			x [m]	z [m]	angolo [°]	N [kN/m]	T [kN/m]	M [kNm/m]
Peso proprio paraghiaia	G1a	42.75 kN/m	4.42	7.93	90.00	42.75	0.00	-11.87
Peso proprio muro	G1b	297.00 kN/m	3.38	4.36	90.00	297.00	0.00	-393.53
Peso proprio platea	G1c	517.00 kN/m	4.70	1.10	90.00	517.00	0.00	0.00
Peso terreno piede muro	G1t	618.01 kN/m	7.08	5.70	90.00	618.01	0.00	1467.77
Inerzia paraghiaia orizzontale	G1a _h	19.07 kN/m	4.42	7.93	0.00	0.00	19.07	-151.18
Inerzia paraghiaia verticale	G1a _v	9.53 kN/m	4.42	7.93	90.00	9.53	0.00	-2.65
Inerzia muro orizzontale	G1b _h	132.46 kN/m	3.38	4.36	0.00	0.00	132.46	-577.53
Inerzia muro verticale	G1b _v	66.23 kN/m	3.38	4.36	90.00	66.23	0.00	-87.76
Inerzia platea orizzontale	G1c _h	230.58 kN/m	4.70	1.10	0.00	0.00	230.58	-253.64
Inerzia platea verticale	G1c _v	115.29 kN/m	4.70	1.10	90.00	115.29	0.00	0.00
Inerzia terreno piede muro orizzontale	G1t _h	275.63 kN/m	7.08	5.70	0.00	0.00	275.63	-1570.41
Inerzia terreno piede muro verticale	G1t _v	137.82 kN/m	7.08	5.70	90.00	137.82	0.00	327.31
Spinta attiva	SA	196.31 kN/m	4.75	3.07	23.33	77.75	180.26	-548.60
Delta Spinta sismica (Mononobe-Okabe)	ΔS	362.58 kN/m	4.75	4.60	23.33	143.61	332.92	-1523.43
Sovraspinta pavimentazione	S _{sz}	0.00 kN/m	4.75	4.60	23.33	0.00	0.00	0.00
Sovraspinta traffico	S _{st}	78.42 kN/m	4.75	4.60	23.33	31.06	72.01	-329.49
Impronta su paraghiaia	Fr ₁	0.00 kN/m	4.30	9.20	90.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia Impronta orizzontale	Fr _{1h}	0.00 kN/m	4.30	9.20	0.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia impronta verticale	Fr _{1v}	0.00 kN/m	4.30	9.20	90.00	0.00	0.00	0.00
Frenamento Orizzontale	Fr ₂	0.00 kN/m	4.30	9.20	0.00	0.00	0.00	0.00

Le azioni ottenute dal modello bidimensionale sono combinate con le azioni dell'impalcato, considerate nello spazio tridimensionale, in modo da ottenere le 6 forze necessarie al calcolo della fondazione. La verifica dei pali di fondazione è effettuata tramite lo studio delle combinazioni di carico valutate più significative, a seconda dell'azione massimizzata, come mostrato nella seguente tabella.

Tabella 13.20: Azioni di calcolo pali (SLU/SLV)

AZIONI SUI PALI DIMENSIONANTI						
	Fy [kN]	Fz [kN]	Fx [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]	Mx [kNm]
SLV1	10899.05	-376.53	7839.24	-2831.51	-59077.54	-753.06
SLV9	4689.23	-1255.10	6433.27	-9438.35	-26967.64	-2510.20
SLU3	5814.58	-46.73	12161.06	-351.39	-34855.41	-93.46

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

13.4.3 Risultati dell'analisi

Si riportano di seguito i grafici delle combinazioni che danno il maggior valore di taglio e di momento flettente per entrambe le spalle.

Figura 13.21: Massima azione di taglio (combinazione SLV1)

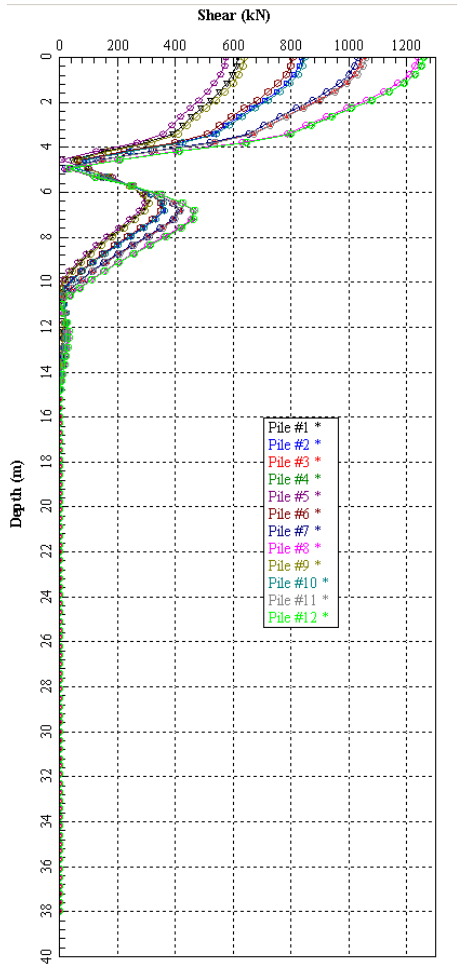
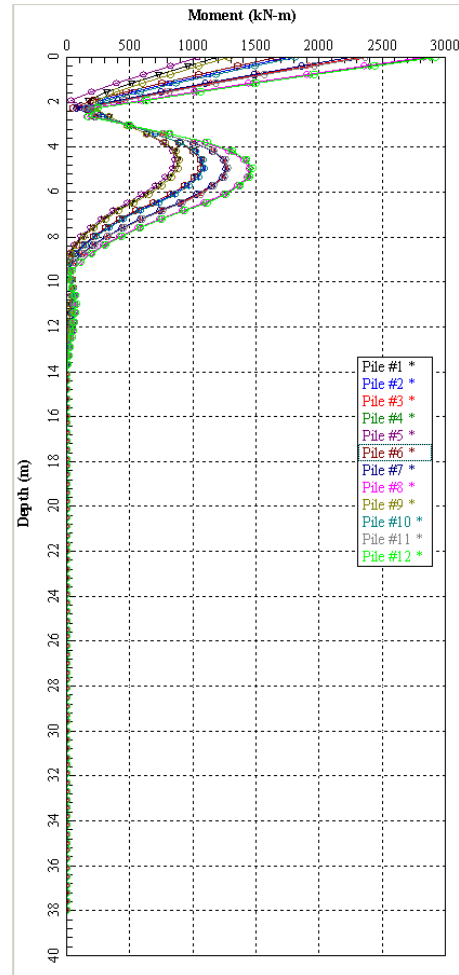


Figura 13.22: Massimo momento flettente (combinazione SLV1)



La seguente tabella mostra i valori massimi delle azioni in cima ai pali

Tabella 13.23: Involuppi massimi e minimi delle azioni Spalla (SLV)

		INVILUPPO VALORI - SLV					
		δ_x [m]	$\delta_{lat,TOT}$ [m]	N [kN]	V_{TOT} [kN]	M_x [kN]	$M_{flet,TOT}$ [kN]
MAX	N	0.0029	0.0079	3560	1260	-81	2924
	V_{TOT}			3560	1260	-81	2924
	M_x			-	-	0	-
	$M_{flet,TOT}$			3560	1260	-81	2924
MIN	N	-0.0019	0.0000	-2340	617	-81	1185
	V_{TOT}			-	0	-	-
	M_x			3560	1260	-81	2924
	$M_{flet,TOT}$			-	-	-	0

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Tabella 13.24: Involuppi massimi e minimi delle azioni Spalla (SLU)

		INVILUPPO VALORI - SLU					
		δ_x	$\delta_{lat,TOT}$	N	V_{TOT}	M_x	$M_{flet,TOT}$
		[m]	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
MAX	N	0.0029	0.0038	3080	668	-34	1449
	V_{TOT}			7	669	-34	1412
	M_x			-	-	0	-
	$M_{flet,TOT}$			3080	668	-34	1449
MIN	N	-0.0011	0.0000	-1210	337	-34	549
	V_{TOT}			-	0	-	-
	M_x			3080	668	-34	1449
	$M_{flet,TOT}$			-	-	-	0

Si riportano inoltre le combinazioni che danno i valori massimi di azioni assiali agli SLU e agli SLV, per la verifica della capacità portante e il dimensionamento della platea di fondazione.

Figura 13.25: Azione assiale (combinazione SLV1)

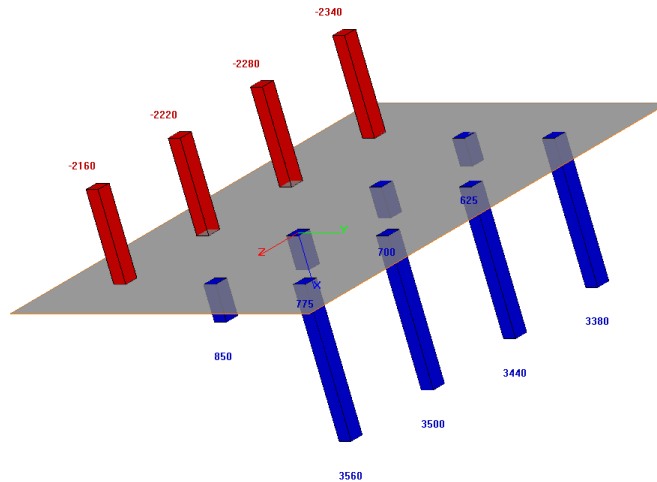
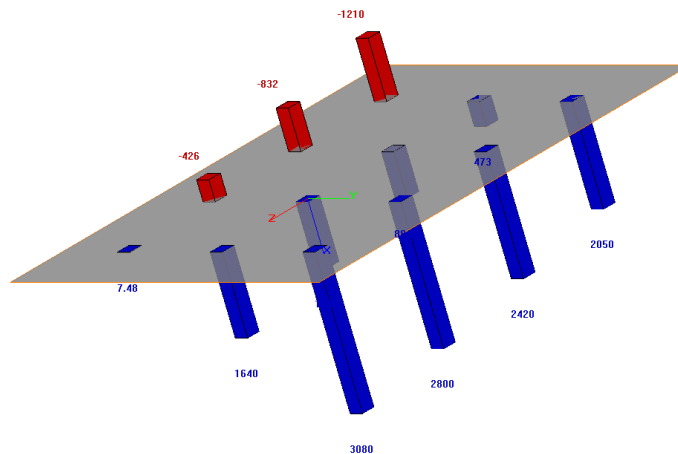


Figura 13.26: Azione assiale (combinazione SLU3)



RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

13.4.4 Verifica di capacità portante dei pali

La capacità portante verticale dei pali è calcolata secondo quanto espresso al paragrafo 11.1.2 e il cui valore di calcolo è pari a :

$$Q_{amm,cal} = Q_{B,cal} + Q_{L,cal} = q_{lim}A_b + \sum_{i=1}^n (\pi \cdot D \cdot \Delta H_i \cdot \tau_{lim,i})$$

Trattandosi di terreno coesivo in condizioni non drenate si ha:

$$q_{lim} = \sigma_v + 9 C_u$$

$$\tau_{lim} = \alpha \cdot C_u$$

Il valore caratteristico è dato da:

$$Q_{amm,k} = Q_{B,k} + Q_{L,k} = \frac{Q_{B,cal}}{\xi_4} + \frac{Q_{L,cal}}{\xi_4}$$

Mentre il valore di calcolo assume la forma:

$$Q_{amm,d} = Q_{B,d} + Q_{L,d} = \frac{Q_{B,cal}}{\gamma_b} + \frac{Q_{L,cal}}{\gamma_s}$$

Nell'ultima termine della formula di cui sopra, il valore di γ_s è sostituito con $\gamma_{s,t}$ se si è in condizioni di palo in trazione.

I valori di ξ_3 , γ_b , γ_s e $\gamma_{s,t}$ sono definiti dalla normativa al paragrafo 6.4.3.1.1 nelle tabelle 6.4.IV e 6.4.II sotto riportate.

Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Tab. 6.4.II - Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale ^o	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

^o da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Il valore di α sono ottenuti dalla seguente tabella:

Tabella 13.27: Valori del coefficiente α in relazione al valore di C_u

Tipo di palo	Valori di c_u (kPa)	Valori di α
Battuto	$c_u \leq 25$	1,0
	$25 < c_u < 70$	$1 - 0,011(c_u - 25)$
	$c_u \geq 70$	0,5
Trivellato	$c_u \leq 25$	0,7
	$25 < c_u < 70$	$0,7 - 0,008(c_u - 25)$
	$c_u \geq 70$	0,35

Tab. 13.3. Valori di α (eq. 13.9)

In particolare, utilizzando pali trivellati ed essendo $c_u = 150 > 70$ risulta $\alpha = 0.35$.

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

La scelta dei parametri di resistenza è stata effettuata considerando le proprietà geotecniche dei terreni presenti in sito e delle tecniche utilizzate in fase di costruzione (pali trivellati). Si considera un numero di indagini indagate pari a 2 con conseguente valore di $\xi_3 = 1,65$.

Nelle tabelle seguenti, l'azione dovuta al palo è pari al peso dello stesso, contributo non valutato dal programma di calcolo.

- VERIFICA A COMPRESSIONE

Tabella 13.28: Verifica capacità portante a compressione (SLV)

CALCOLO AZIONI			RESISTENZE				Esito
STRUTTURA (SLV)	PALO (carat)	Ned	Qb,d	Qs,d	Qd	Fs	SODDISFATTA
kN	kN	kN	kN	kN	kN		
3560	1188	5104	1733	4498	6232	1.22	

$$N_{Ed} = 5403kN < 5685kN = Q_d$$

Il fattore di sicurezza relativo alla capacità portante a compressione è pari a:

$$FS = 1.22$$

Tabella 13.29: Verifica capacità portante a compressione (SLU)

CALCOLO AZIONI			RESISTENZE				Esito
STRUTTURA (SLV)	PALO (carat)	Ned	Qb,d	Qs,d	Qd	Fs	SODDISFATTA
kN	kN	kN	kN	kN	kN		
3080	1188	4624	1284	3911	5196	1.12	

$$N_{Ed} = 4624kN < 5196kN = Q_d$$

Il fattore di sicurezza relativo alla capacità portante a compressione è pari a:

$$FS = 1.12$$

Il minimo dei fattori di sicurezza sopra riportati è pari a:

$$FS = 1.12$$

- VERIFICA A TRAZIONE

La verifica a trazione agli SLV viene condotta sugli involuipi della spalla destra.

Tabella 13.30: Verifica capacità portante a trazione (SLV)

CALCOLO AZIONI			RESISTENZE				Esito
STRUTTURA (SLV)	PALO (carat)	Ned	Qb,d	Qs,d	Qd	Fs	SODDISFATTA
kN	kN	kN	kN	kN	kN		
-2340	1188	-796	0	4498	4498	5.65	

$$|N_{Ed}| = 796kN < 4498kN = Q_d$$

Il fattore di sicurezza relativo alla capacità portante a compressione è pari a:

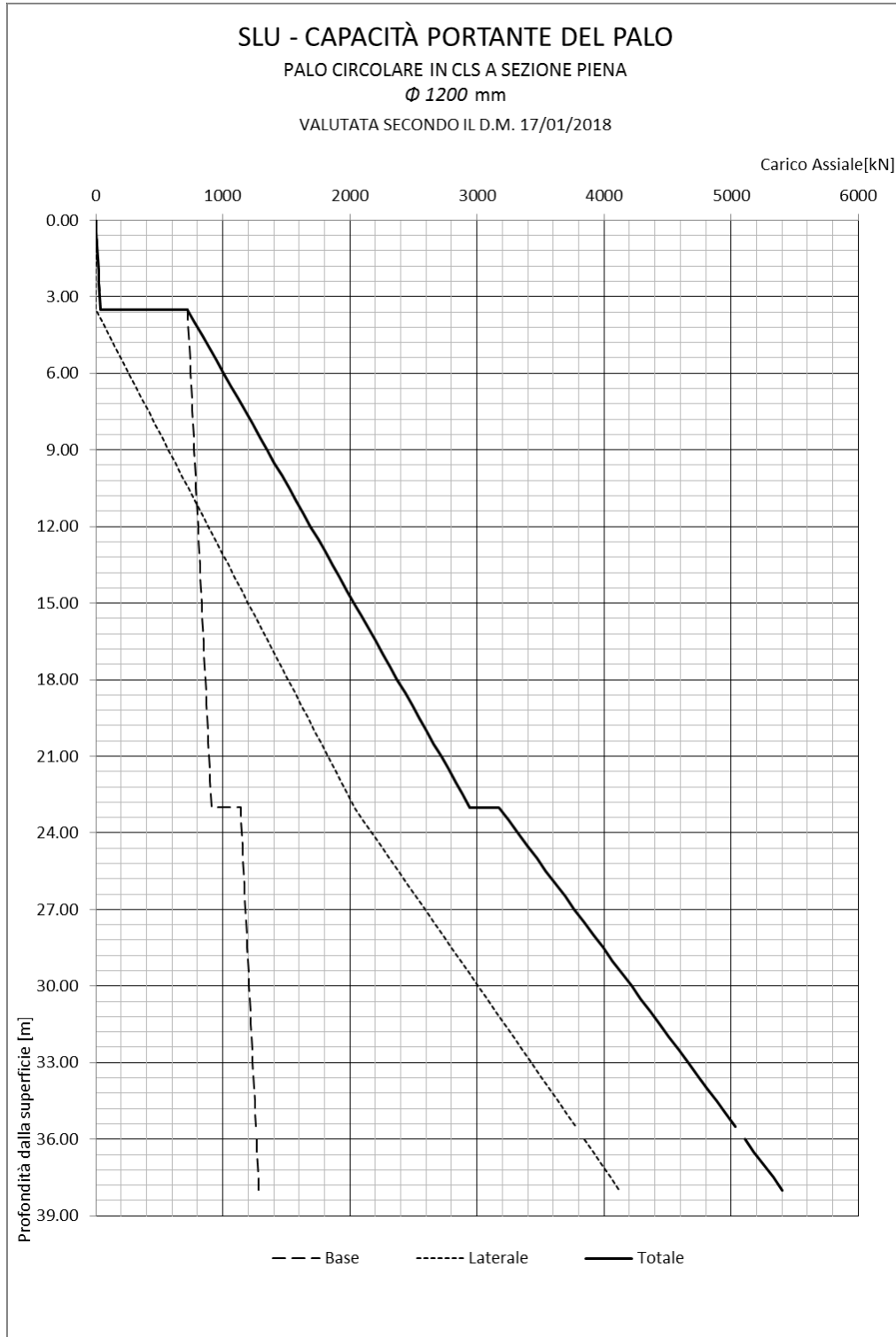
$$FS = 5.65$$

Agli SLU la trazione dei pali è considerata ininfluenza, visto che il valore minimo è pari a $|-1210kN| \approx 1188kN$ (=peso proprio palo)

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

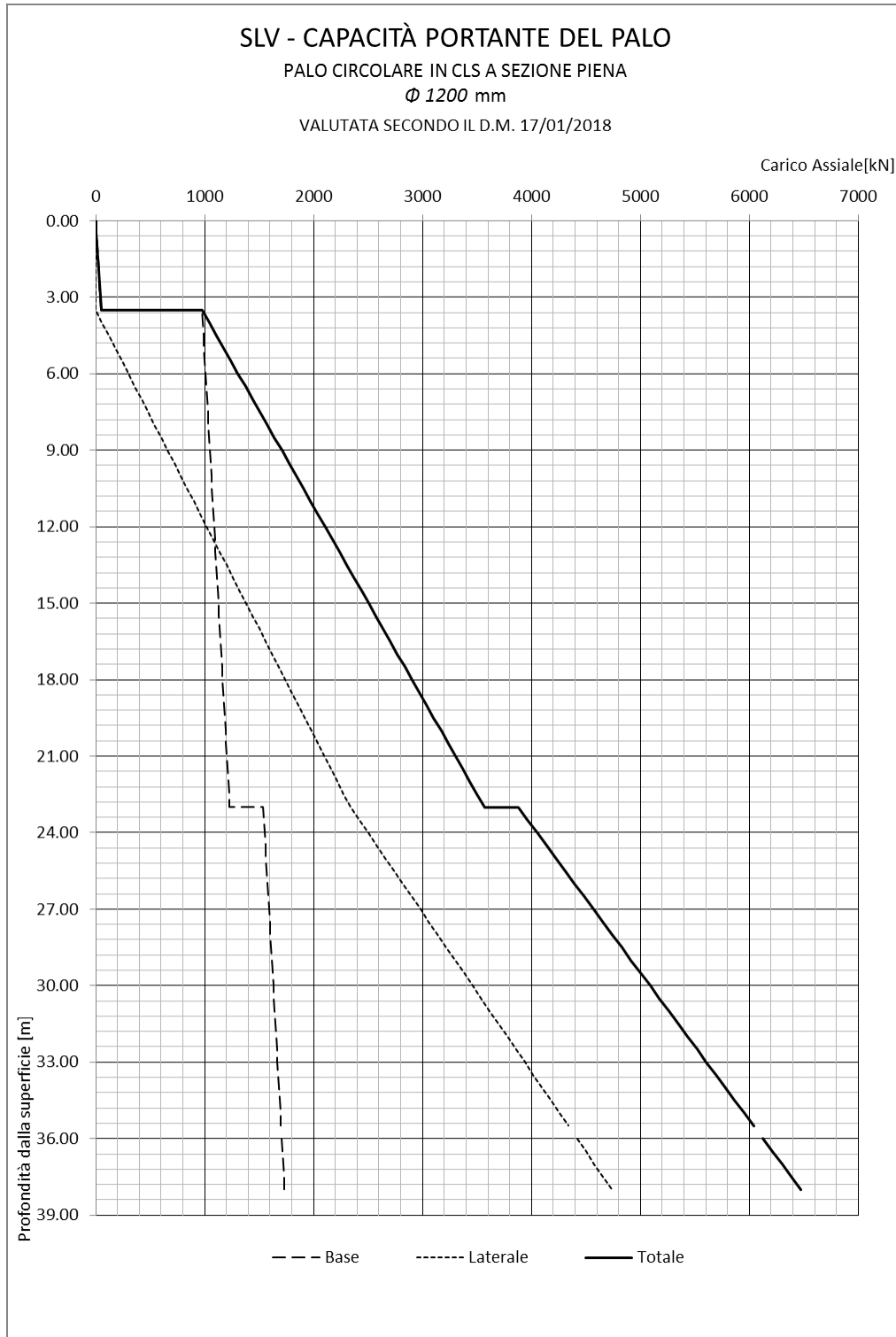
Si riporta di seguito il grafico della capacità portante agli SLU e agli SLV con l'aumentare della profondità:

Figura 13.31: Capacità portante del palo agli SLU



RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Figura 13.32: Capacità portante del palo agli SLV

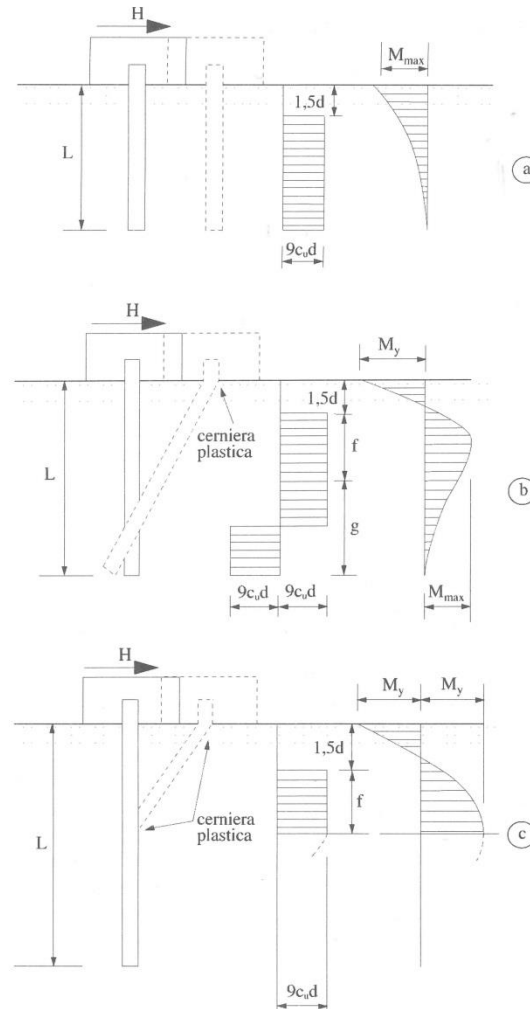


RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

13.4.5 Verifica a carico limite orizzontale

I possibili meccanismi di rottura per carico limite orizzontale sono mostrati in Figura 13.33 e possono essere indicati come rottura a palo "corto", "intermedio" e "lungo".

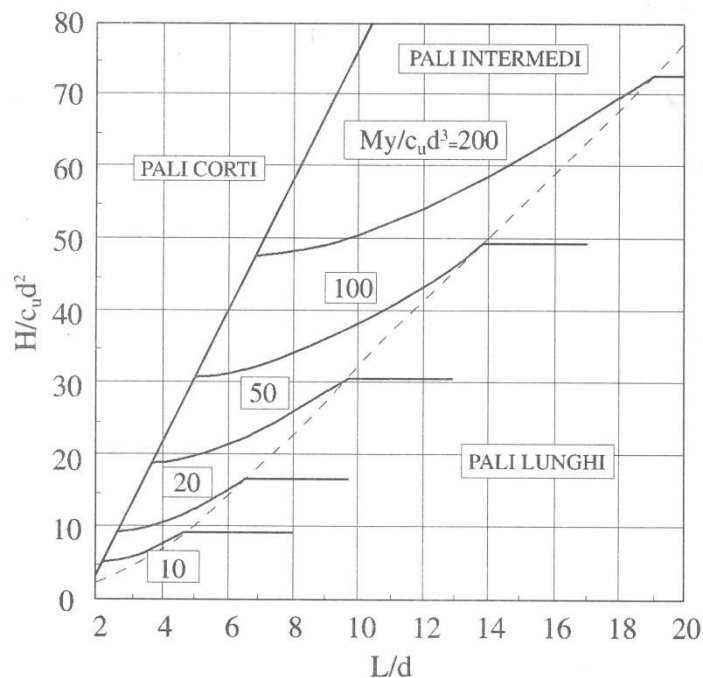
Figura 13.33: Comportamento a palo "corto" (a), "intermedio" (b) e "lungo" (c)



Per i terreni coesivi, la definizione della categoria di appartenenza di un palo è definita in relazione della sua geometria (lunghezza L e diametro d), della sua resistenza (Momento di plasticizzazione M_y) e delle caratteristiche del terreno (coesione non drenata c_u) come mostrato dalla Figura 13.34.

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Figura 13.34: Criterio di classificazione dei pali



Visto l'elevato rapporto tra lunghezza e diametro $L/D = 26.67$ si ipotizza in prima approssimazione di trovarsi in condizione di pali lunghi.

Il valore di forza orizzontale massima H è quindi dato da:

$$H = c_u d^2 \cdot \left(-13.5 + \sqrt{182.25 + 36 \cdot \frac{M_y}{c_u d^3}} \right)$$

Per trovare la resistenza di progetto minima $V_{Rd,min}$ si impone, analogamente a quanto fatto per il caso della capacità portante verticale $V_{Rd,min} = \frac{H}{\xi_4 \cdot \gamma_T}$.

Inoltre, imponendo $V_{Rd,min} = V_{Ed} = 1260kN$ si trova:

$$M_{y,min} = 3212.17kNm$$

Si ipotizzano quindi come ferri longitudinali $32\phi 30$ che restituiscono un momento di plasticizzazione di $M_y = 3421kNm$ come mostrato dalla Figura 13.35. Il momento così trovato comporta un rapporto di $M_y/c_u d^3 = 13.2$ che conferma l'ipotesi di comportamento a palo "lungo" fatta in precedenza.

Si riportano di seguito le verifiche agli SLV e agli SLU

Figura 13.35: calcolo momento massimo

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Tabella 13.36: Verifica capacità portante laterale (SLV)

CALCOLO AZIONI		CALCOLO AZIONI		RESISTENZE		Esito
V_{Ed}	H_{cat}	H_k	H_d	F_s		
kN	kN	kN	kN			SODDISFATTA
1260	2622	1589	1589	1.26		

Tabella 13.37: Verifica capacità portante laterale (SLU)

CALCOLO AZIONI		CALCOLO AZIONI		RESISTENZE		Esito
V_{Ed}	H_{cat}	H_k	H_d	F_s		
kN	kN	kN	kN			SODDISFATTA
669	2622	1589	1589	1.83		

13.4.6 Riassunto verifiche geotecniche

Si riporta di seguito una tabella che riassume i fattori di sicurezza delle verifiche geotecniche. Essendo i valori maggiori dell'unità tutte le verifiche risultano soddisfatte.

Tabella 13.38: Fattori di sicurezza verifiche geotecniche

VERIFICA	FS
Compressione SLV	1.22
Compressione SLU	1.12
Trazione SLV	5.65
Trazione SLU	non presente
Laterale SLV	1.26
Laterale SLU	1.83

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

13.4.7 Verifica dei cedimenti massimi

Al fine di verificare che gli spostamenti della spalla allo SLV non inducano l'impalcato a rottura, si è calcolata la risposta della fondazione in tale condizione.

I cedimenti massimi dei pali sono riportati nella Tabella 13.23 e nella Tabella 13.24. In particolare, il massimo spostamento orizzontale in testa ai pali è di circa 8 mm, mentre quello verticale è meno di 3 mm, pertanto si ritengono sufficientemente piccoli da non indurre l'impalcato sovrastante a rottura.

13.4.8 Verifica a flessione, testa palo

Visto che si è in presenza di azioni di trazione, si considera il contributo dell'azione assiale nel calcolo della resistenza dei pali. In particolare, il valore utilizzato è pari a $N_{Ed} = -1100 \text{ kN}$.

$$M_{Ed} = 2240 \text{ kNm}$$

$$A_s = 25\phi 28$$

$$M_{Rd} = 3421 \text{ kNm} > M_{Ed}$$

La sezione risulta verificata con $32\phi 30$.

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

13.4.9 Verifica a taglio, testa palo

La verifica viene condotta secondo quanto prescritto al Par. 4.1.2.1.3 del D.M. 17/01/2018

$$V_{Ed} = 1260 \text{ kN}$$

Per la valutazione del taglio resistente, la sezione viene assimilata ad una sezione rettangolare equivalente, tramite la formula di Clarke e Birjandi.

Figura 13.39: calcolo della sezione equivalente rettangolare

Sezione circolare (Clarke & Birjandi)			
D	120	cm	diametro sezione
d'	8.2	cm	copriferro meccanico - rispetto al centro delle barre longitudinali
r	60	cm	raggio sezione
r _s	51.8	cm	raggio del cerchio passante per i centri delle armature longitudinali
senα	0.55		
α	0.58	RAD	
d	93.0	cm	altezza utile effettiva
A	9402.7	cm ²	area effettiva
b	101.1	cm	base effettiva

Figura 13.40 Verifica a taglio

Dati di input			
Rck		32	N/mm ²
fok		27	N/mm ²
Valore medio della resistenza a trazione	f _{ctm} =	2.7	N/mm ² = 0.3 x fok ^(2/3)
Coefficiente sicurezza cls	γ _c =	1.5	
Coefficiente carichi lunga durata	α _{cc} =	0.85	
fcd-resistenza di calcolo del cls	fcd =	15.05	N/mm ² = α _{cc} x fok / γ _c
Resistenza caratteristica di snervamento acciaio	f _{yk} =	450	N/mm ²
Coefficiente sicurezza acciaio	γ _s =	1.15	
Snervamento di calcolo acciaio	f _{yd} =	391	N/mm ² = f _{yk} / γ _s
Forza di taglio di calcolo	V _{sd} =	1260	kN
Forza assiale di calcolo	N _{sd} =	0	kN
Larghezza sezione	b _w =	101.1	cm = 1011 mm
altezza della sezione	H =	93	cm = 930 mm
Copriferro	c =	6	cm
Diametro barre superiori	φ ₂ =	26	mm (armatura compressa)
Diametro barre inferiori	φ ₁ =	26	mm (armatura tesa)
Diametro staffe	φ _{st} =	16	mm
Numero di barre superiori	N ₂ =	16	
Numero di barre inferiori	N ₁ =	16	
altezza utile della sezione	d =	93	cm = 930 mm
Verifica delle bielle compresse: V _{rcd}			
V _{rcd} = [0.3 x d x b _w x α _c x fcd x (cotgα + cotgβ)] / [1 + (cotgβ) ²]			
Definizione del coefficiente maggiorativo α _c			
	σ _{cp} <	0.00	=> α _c = 1
	0.00	=< σ _{cp} <	3.76 => α _c = 1.00
	3.76	=< σ _{cp} <=	7.53 => α _c = 1.25
	7.53	< σ _{cp} <	15.05 => α _c = 2.50
membrature fortemente compresse			
Essendo	σ _{cp} =	0.00	N/mm ² si assume quindi α _c = 1
Resistenza a compressione ridotta	f _{cd} =	7.53	N/mm ² = 0.5 x fcd
Angolo di inclinazione dell'armatura a taglio	α =	90	(45° per ferri piegati e 90° per staffe)
	α =	1.57	rad
Angolo di inclinazione dei puntoni compressi	β =	45	(compreso tra 21.8° e 45°)
	β =	0.79	rad
		V_{rcd} = 3183.99 kN	OK - VERIFICA SODDISFATTA
Verifica dell'armatura a taglio: V _{rsd}			
V _{rsd} = 0.3 x d x (A _{sw} / s) x f _{yd} x (cotgα + cotgβ) x sinα			
Passo delle staffe	s =	10	cm
Diametro staffe	φ _{st} =	16	mm
Braccia resistenti	n =	2	
Area armatura a taglio	A _{sw} =	4.02	cm ² = 402 mm ²
Percentuale minima di armatura	ρ _{w,min} =	0.0009	mm = 0.08 x (f _{ck} /0.5) / F _{yk}
Area minima di armatura a taglio	A _{w,min} =	92.63	mm ² = ρ _{w,min} x s x b _w x senα (EC2-Par.9.2.2)
		V_{rsd} = 1317.04 kN	OK - VERIFICA SODDISFATTA

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Si predispone una spirale $\phi 16$ passo 10, garantendo un taglio resistente di $V_{Rd} = 1317kN$.

Dai grafici al paragrafo 13.4.3 emerge come dopo circa 4m dalla testa dei pali, il valore del taglio sia ridotto di circa la metà rispetto al valore massimo. Per questo motivo si modifica l'armatura a taglio nel modo seguente:

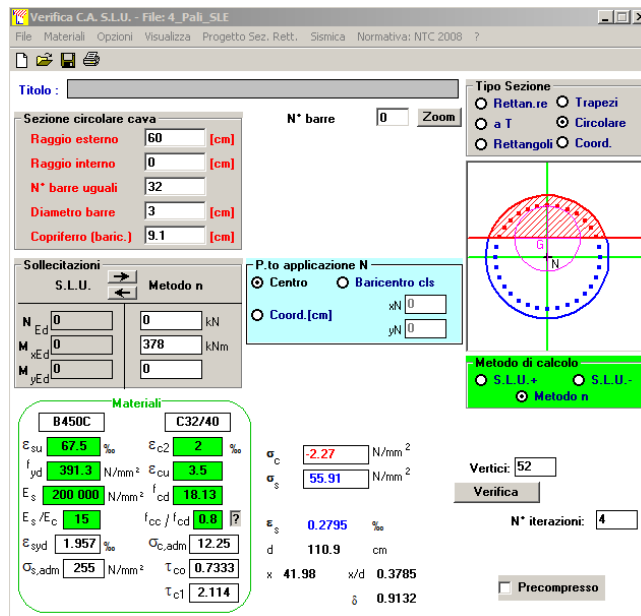
- Spirale $\phi 16/10$ fino a 4m dalla testa del palo;
- Spirale $\phi 16/20$ dopo 4m dalla testa del palo.

13.4.10 Verifica a fessurazione – Combinazione SLE frequente

Tabella 13.41: Valori massimi delle azioni combinazione SLE frequente

MASSIMI VALORI SLEF					
δ_x	$\delta_{lat,TOT}$	N	V_{TOT}	M_x	$M_{flet,TOT}$
[m]	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
0.002	0.001	2040	408	0	378

Figura 13.42 Calcolo tensioni maxime acciaio combinazione SLE frequente



RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Figura 13.43 Verifica fessurazione combinazione SLE frequente

Dati	Verifica fessurazione sezione circolare CIRCOLARE 2/02/2009 N°617 Par.C.4.1.2.2.4.6	
σ_s	56 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
R_{ck}	32.0 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
ϕ_1	30 mm	Diametro barre longitudinali
ϕ_s	16 mm	Diametro staffe o spirale
n	32	Numero ferri longitudinali
c	60 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
D	1200 mm	Diametro
k_t	0.4	$kt=0,6;0,4$ carichi breve durata/lunga durata
k_2	0.5	$k2=0,5;1,0$ caso flessione/trazione semplice
k_1	0.8	$k1=0,8;1,6$ barre aderenza migliorata/lisce
w	0.3 mm	Valore limite apertura fessure
Dati		
f_{ck}	26.6 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
j	100 mm	Interasse ferri longitudinali
A_ϕ	707 mm ²	Area barra longitudinale
E_s	210000.0 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a
f_{ctm}	2.7 N/mm ²	Resistenza a trazione media cls
E_{cm}	31915.0 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
α_e	6.58	Rapporto E_s/E_{cm}
f_{cm}	34.6 N/mm ²	Resistenza media cls
ρ_{eff}	0.0472	Rapporto area acciaio/area efficace
ϵ_{sm1}	0.000125	Deformazione unitaria media barre di calcolo
ϵ_{sm2}	0.000160	Deformazione unitaria media barre valore minimo
ϵ_{sm}	0.000160	Deformazione unitaria media
k_3	3.4	Coefficiente
k_4	0.4	Coefficiente
Δs_{max}	312.2 mm	Distanza massima tra le fessure
w_d	0.050 mm	Valore di calcolo apertura fessure

13.4.11 Verifica a fessurazione – Combinazione SLE quasi permanente

Tabella 13.44: Valori massimi delle azioni combinazione SLE quasi permanente

MASSIMI VALORI SLEq					
δ_x	$\delta_{lat,TOT}$	N	V_{TOT}	M_x	$M_{flet,TOT}$
[m]	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
0.0016	0.001	1760	371	0	330

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Figura 13.45 Verifica fessurazione combinazione SLE quasi permanente

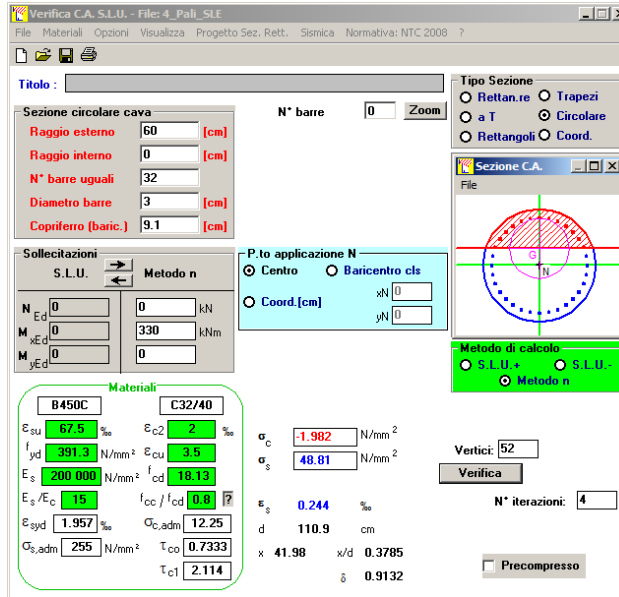


Figura 13.46 Verifica fessurazione combinazione SLE quasi permanente

Verifica fessurazione sezione circolare CIRCOLARE 2/02/2009 N°617 Par.C.4.1.2.2.4.6		
σ_s	49 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
Rck	32.0 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
ϕ_l	30 mm	Diametro barre longitudinali
ϕ_s	16 mm	Diametro staffe o spirale
n	32	Numero ferri longitudinali
c	60 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
D	1200 mm	Diametro
k_t	0.4	$k_t=0,6 ; 0,4$ carichi breve durata/longa durata
k_2	0.5	$k_2=0,5 ; 1,0$ caso flessione/trazione semplice
k_1	0.8	$k_1=0,8 ; 1,6$ barre aderenza migliorata/lisce
w	0.2 mm	Valore limite apertura fessure
Dati		
fck	26.6 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
i	100 mm	Interasse ferri longitudinali
A_ϕ	707 mm ²	Area barra longitudinale
E_s	210000.0 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a
f_{ctm}	2.7 N/mm ²	Resistenza a trazione media cls
E_{cm}	31915.0 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
α_e	6.58	Rapporto E_s/E_{cm}
f_{cm}	34.6 N/mm ²	Resistenza media cls
ρ_{eff}	0.0472	Rapporto area acciaio/area efficace
ϵ_{sm1}	0.000091	Deformazione unitaria media barre di calcolo
ϵ_{sm2}	0.000139	Deformazione unitaria media barre valore minimo
ϵ_{sm}	0.000139	Deformazione unitaria media
k_3	3.4	Coefficiente
k_4	0.4	Coefficiente
Δs_{max}	312.2 mm	Distanza massima tra le fessure
w_d	0.044 mm	Valore di calcolo apertura fessure

13.5 PLATEA DI FONDAZIONE

Il calcolo della platea di fondazione della spalla viene effettuata facendo riferimento alle azioni trasmesse dai pali di fondazione considerando l'involuppo delle combinazioni più sollecitanti.

13.5.1 Platea a monte

La platea a monte viene modellata longitudinalmente (lungo x) come una mensola incastrata al muro frontale e soggetta ad un carico uniformemente distribuito dovuto al peso del terreno, della platea e all'eventuale sovraccarico stradale e con le forze verticali concentrate dovute alle reazioni dei singoli pali, come riportato nello schema seguente.

Figura 13.47: Sezione spalla

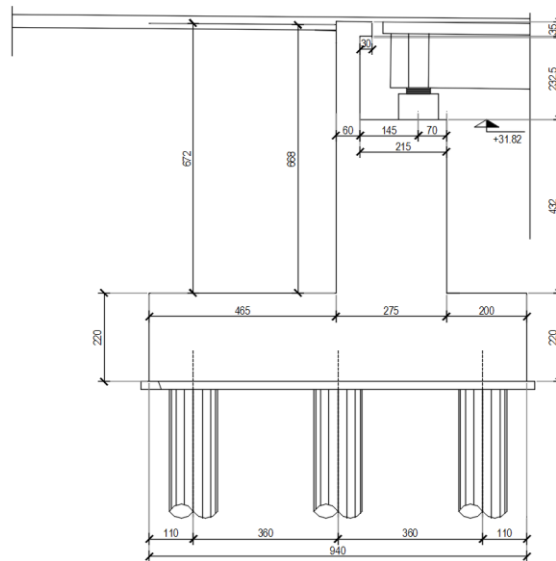
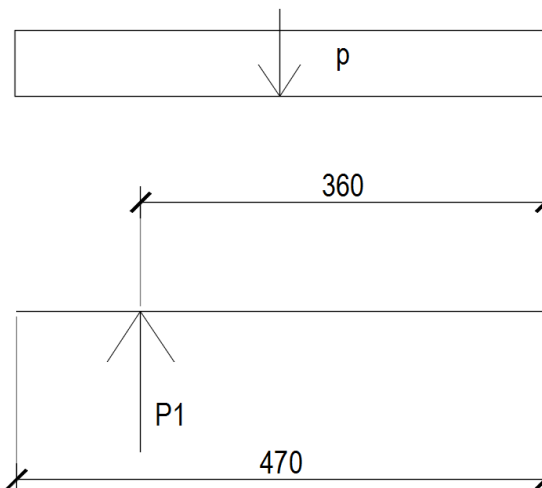


Figura 13.48: Schematizzazione platea a monte



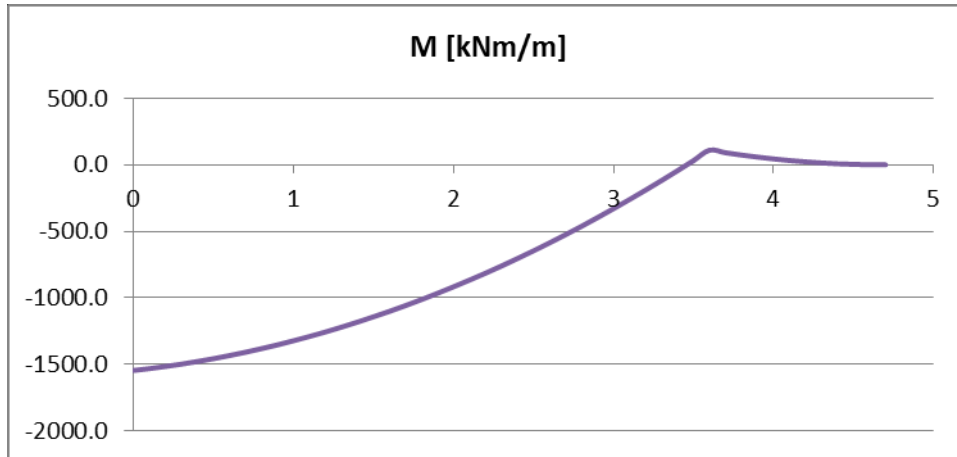
I carichi agenti sono legati unicamente al palo più distante dalla spalla $P_1 = 3560kN$ poiché la fila di pali centrale è posizionata al di sotto della spalla e non contribuisce al calcolo del momento flettente sulla platea di fondazione. Il carico proveniente dai pali è diviso per il suo interasse (3.6m) per definire il

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

carico a metro lineare: $P_1 = 988.89 \text{ kN/m}$. I pesi propri del terreno al di sopra della platea di fondazione p_t e della platea stessa p_p sono sommati per ottenere il carico distribuito $p = 182.3 \text{ kN/m/m}$. La mensola ha una lunghezza di $L = 4.7 \text{ m}$ e il carico è applicato alla distanza $x_1 = 3.6 \text{ m}$.

Il momento massimo agente in valore assoluto è pari a $M_{Ed} = 1546.3 \text{ kNm/m}$.

Figura 13.49: Momento flettente platea di fondazione



La sezione risulta verificata con armatura $\phi 16/10$ al lembo superiore e al lembo inferiore.

Figura 13.50: Verifica a flessione, platea di fondazione

Verifica C.A. S.L.U. - File: 5_Platea-SLU_SLV

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	220	1	20.11	6.64
			2	20.11	213.36

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0 kNm

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

Tipo rottura
Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali

B450C	C32/40
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} 18.13
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8
ϵ_{syd} 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 12.25
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	τ_{co} 0.7333
	τ_{c1} 2.114

M_{Rd} 1 660 kN m

σ_c -18.13 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 2.105 ‰
 ϵ_s 67.5 ‰
d 213.4 cm
x 6.453 x/d 0.03024
 δ 0.7

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N
L_o 0 cm Col. modello

Precompresso

Il taglio massimo in valore assoluto è pari a $V_{Ed} = 770 \text{ kN/m}$.

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Figura 13.51: Taglio platea di fondazione

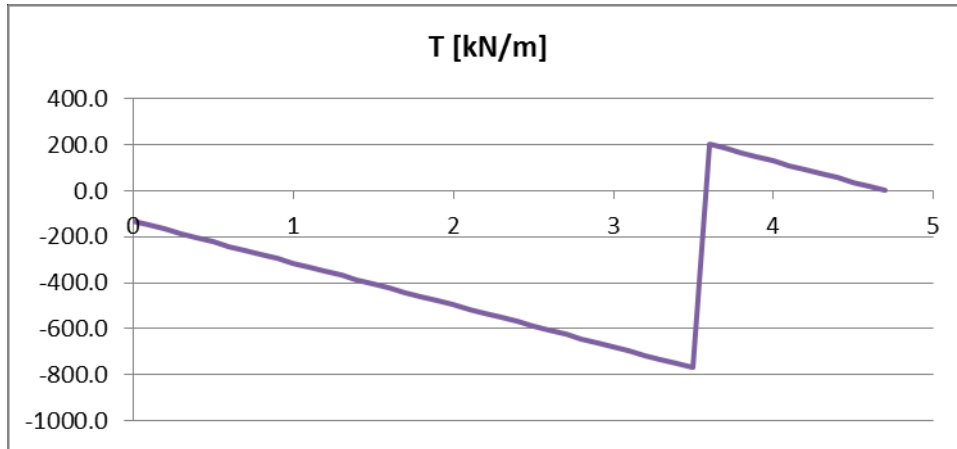


Figura 13.52: Verifica a taglio, platea di fondazione

Dati di input			
Rck		32	N/mm ²
fck		27	N/mm ²
Valore medio della resistenza a trazione	$f_{cm} =$	2.7	N/mm ² = 0.3 x fck ^(2/3)
Coefficiente sicurezza cls	$\gamma_c =$	1.5	
Coefficiente carichi lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0.85	
fcd=resistenza di calcolo del cls	fcd =	15.05	N/mm ² = $\alpha_{cc} \times f_{cm} / \gamma_c$
Resistenza caratteristica di snervamento acciaio	$f_{yk} =$	450	N/mm ²
Coefficiente sicurezza acciaio	$\gamma_s =$	1.15	
Snervamento di calcolo acciaio	$f_{yd} =$	391	N/mm ² = f_{yk} / γ_s
Forza di taglio di calcolo	Vsd =	770	kN
Forza assiale di calcolo	Nsd =	0	kN
Larghezza sezione	$b_w =$	100	cm = 1000 mm
altezza della sezione	H =	220	cm = 2200 mm
Copriferro	c =	4	cm
Diametro barre superiori	$\phi_s =$	20	mm (armatura compressa)
Diametro barre inferiori	$\phi_i =$	20	mm (armatura tesa)
Diametro staffe	$\phi_{st} =$	16	mm
Numero di barre superiori	$N_s =$	12	
Numero di barre inferiori	$N_i =$	12	
altezza utile della sezione	d =	220	cm = 2200 mm
Verifica delle bielle compresse: Vr _{cd}			
$Vr_{cd} = [0.9 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \times (\cot\alpha + \cot\theta)] / [1 + (\cot\theta)^2]$			
Definizione del coefficiente maggiorativo α_c			
	$\sigma_{cp} <$	0.00	$\Rightarrow \alpha_c = 1$ membrature non compresse
	$0.00 \leq \sigma_{cp} <$	3.76	$\Rightarrow \alpha_c = 1.00$
	$3.76 \leq \sigma_{cp} <$	7.53	$\Rightarrow \alpha_c = 1.25$
	$7.53 \leq \sigma_{cp} <$	15.05	$\Rightarrow \alpha_c = 2.50$ membrature fortemente compresse
Essendo	$\sigma_{cp} =$	0.00	N/mm ² si assume quindi $\alpha_c = 1$
Resistenza a compressione ridotta	fcd =	7.53	N/mm ² = 0.5 x fcd
Angolo di inclinazione dell'armatura a taglio	$\alpha =$	90	° (45° per ferri piegati e 90° per staffe)
	$\alpha =$	1.57	rad
Angolo di inclinazione dei puntoni compressi	$\theta =$	45	° (compreso tra 21.8° e 45°)
	$\theta =$	0.79	rad
	Vr _{cd} =	7450.08	kN
			OK - VERIFICA SODDISFATTA
Verifica dell'armatura a taglio: Vr _{sd}			
$Vr_{sd} = 0.9 \times d \times (A_{sw} / s) \times f_{yd} \times (\cot\alpha + \cot\theta) \times \sin\alpha$			
Passo delle staffe	s =	60	cm = 600 mm
Diametro staffe	$\phi_{st} =$	16	mm
Braccia resistenti	n =	3	
Area armatura a taglio	A _{sw} =	6.03	cm ² = 603 mm ²
Percentuale minima di armatura	$p_{w,min} =$	0.0009	mm ² = 0.08 x (Fck ^{0.5}) / F _{yk}
Area minima di armatura a taglio	A _{w,min} =	549.72	mm ² = $p_{w,min} \times s \times B_w \times \sin\alpha$ (EC2-Par.9.2.2)
	Vr _{sd} =	778.90	kN
			OK - VERIFICA SODDISFATTA

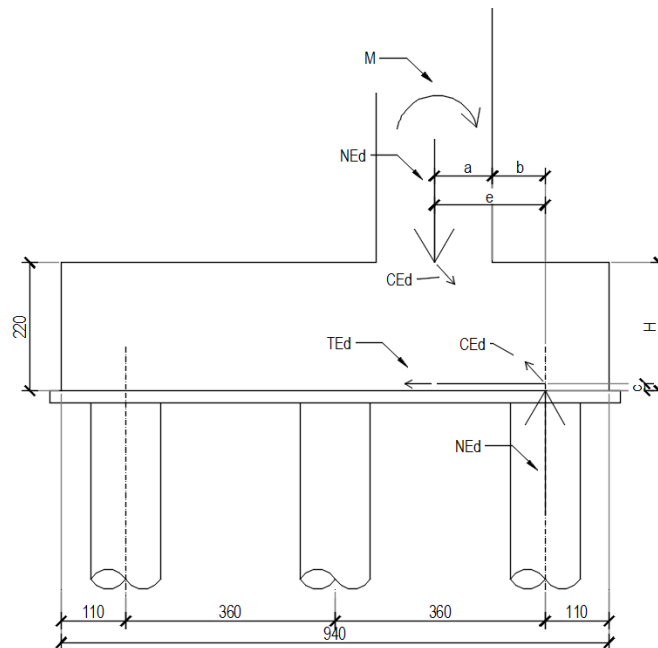
La platea a valle è verificata con cavallotti $\phi 16$ con 3 bracci ogni 1.2m.

13.5.2 Platea a valle

Per quanto riguarda la mensola a valle, se la distanza tra l'asse del primo palo e l'estradosso del muro frontale è confrontabile con lo spessore della platea è possibile considerare la mensola tozza e quindi adoperare un modello Biella-Tirante (Struct and Ties) al fine di calcolare l'armatura da disporre in corrispondenza dei pali.

Il modello Struct and Ties si traduce nella verifica di resistenza della biella di calcestruzzo compresso e nel calcolo del tiro che deve essere assorbito dall'armatura disposta nell'intradosso inferiore della zattera. La determinazione dello sforzo di compressione sulla biella e di trazione sul tirante avviene esclusivamente mediante un'equazione di equilibrio.

Figura 13.53: Modello Biella-Tirante



Gli elementi geometrici sono: a è il punto di applicazione della forza di compressione, corrispondente con la mezzeria della sezione compressa (definita dall'asse neutro x); b è la distanza dell'asse del palo dall'estradosso del muro; c è il copriferro dell'armatura tesa all'intradosso della platea; $e = a + b$; H è l'altezza della platea.

Definita la geometria delle bielle e dei tiranti, si calcola la compressione C_{Ed} sulla biella di calcestruzzo e la trazione T_{Ed} del tirante come segue:

$$T_{Ed} = N_{Ed} \cdot \frac{e}{H-c} \quad C_{Ed} = \sqrt{N_{Ed}^2 + T_{Ed}^2}$$

Le azioni di calcolo sono quelle relative all'involuppo agli stati limite ultimi delle azioni del muro e sono pari a:

$$N_{Ed} = 995.54 \text{ kN/m}$$

$$M = 2277.90 \text{ kNm/m}$$

Le caratteristiche geometriche del sistema biella-tirante sono: $a = 0.26 \text{ m}$; $b = 0.9c$; $e = 1.16 \text{ m}$; $H = 2.2 \text{ m}$; $c = 0.07 \text{ m}$.

Le azioni di tiro e di compressione sono: $T_{Ed} = 119.58 \text{ kN/m}$ e $C_{Ed} = 1002.70 \text{ kN/m}$.

Con il tiro T si dimensiona l'armatura da disporre in corrispondenza dei pali come segue:

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

$$A_s = \frac{T_{Ed}}{f_{yd}} = 305.59 \text{mm}^2 / \text{m}$$

Tale armatura risulta inferiore rispetto a quella valutata per la zattera di monte $A_s = 2010 \text{mm}^2 / \text{m}$, che verrà quindi utilizzata per tutta la platea di fondazione.

Con lo sforzo di compressione si verifica la biella di calcestruzzo la cui area resistente si determina come proiezione sull'ortogonale all'asse di compressione, una volta che sia valutata l'area resistente della biella come:

$$A_{cd} = \pi \cdot \frac{\left(\phi_{palo}^2 \cdot \sin\left(\arctan\frac{H_p - c}{a}\right)\right)}{4} = 0.99 \text{m}^2$$

La forza massima assorbibile dalla biella è:

$$C_{Rd} = A_{Rd} \cdot f_{cd} = 18025 \text{kN}$$

Questo valore è riferito alla biella dei singoli pali, posti ad interasse 3.6m l'uno dall'altro. Per questo motivo, le azioni di sollecitazione devono essere moltiplicate per l'interasse in modo da considerare l'area di influenza dei singoli pali.

La sezione in calcestruzzo risulta verificata, $C_{Rd} \geq 3.6 \cdot C_{Ed}$.

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

13.6 GEOMETRIA DEL MURO DI RISVOLTO

La geometria di verifica generica del muro di risvolto è la stessa presentata per il muro frontale.

Nelle tabelle successive sono mostrati i dati geometrici utilizzati per la verifica del muro di risvolto maggiore (equivalente ad una maggiore spinta del terreno), la cui geometria è graficamente riportata nell'immagine che segue.

Tabella 13.54: Parametri geometrici muro di risvolto (dati di input)

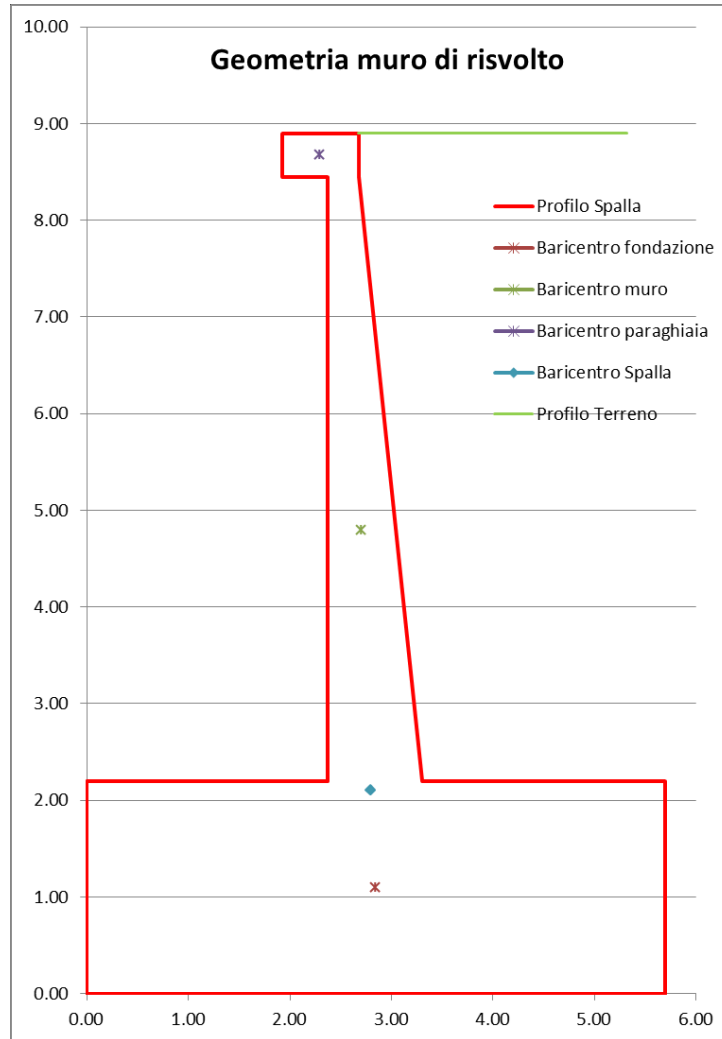
PARAMETRI GEOMETRICI SPALLA		
Altezza paraghiaia (lato valle)	h1	0.00 m
Altezza paraghiaia (lato monte)	h4	0.45 m
Spessore paraghiaia	s1	0.30 m
Altezza testa paraghiaia	h7	0.45 m
Spessore testa paraghiaia	s5	0.75 m
Spessore transizione	s6	0.00 m
Inclinazione muro monte	i	10.00%
Inclinazione terreno a monte	i _m	0.00%
Altezza muro (lato valle)	h2	6.25 m
Altezza muro (lato monte)	h6	6.25 m
Spessore piano appoggio	s2	0.00 m
Spessore muro alla base	s3	0.93 m
Altezza fondazione	h3	2.20 m
Sbalzo fondazione contro terra	L1	2.40 m
Larghezza totale fondazione	L2	5.70 m

Tabella 13.55: Parametri geometrici muro di risvolto (dati calcolati)

PARAMETRI GEOMETRICI CALCOLATI		
Sbalzo fondazione valle	L3	2.38 m
Altezza transizione	h5	0.00 m
Lunghezza quantità da disegno	s7	0.30 m
Inclinazione muro valle	i _z	0.00%
Area platea fondazione	A _f	12.54 mq
Area muro (fino ad h2)	A _m	3.83 mq
Area paraghiaia (fino ad h2)	A _p	0.34 mq
Area totale	A	16.71 mq
BARICENTRO (rispetto ad assi mostrati in figura)		
Baricentro platea fondazione	x _G	2.850 m
	y _G	1.100 m
Baricentro muro (fino ad h2)	x _G	2.708 m
	y _G	4.794 m
Baricentro paraghiaia (fino ad h2)	x _G	2.300 m
	y _G	8.675 m
Baricentro totale spalla	x _G	2.806 m
	y _G	2.099 m
CALCOLO PESI (al metro lineare di spalla)		
Peso fondazione	P _f	313.50 kN/m
Peso muro (fino ad h2)	P _m	95.70 kN/m
Peso paraghiaia (fino ad h2)	P _p	8.44 kN/m
Peso totale spalla	P	417.64 kN/m

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Figura 13.56: Geometria di verifica del muro di risvolto



13.7 VERIFICHE MURO DI RISVOLTO

Il muro di risvolto viene calcolato per unità di lunghezza, considerando agenti i pesi propri, il sovraccarico stradale a monte della parete, la spinta del terreno, le spinte sismiche, le forze di inerzia e l'azione di svio.

Vista la geometria a mensola della struttura e la natura dei carichi, le verifiche sono condotte alla sezione di incastro tra l'elemento verticale e la platea di fondazione.

13.7.1 Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU/SLV) – Sezione 1

Nelle tabelle seguenti sono riportate le azioni agenti sul muro di risvolto e le reazioni da esse causate alla base dell'elemento. Queste reazioni sono mostrate in forma caratteristica, prima di essere combinate secondo i coefficienti parziali.

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Tabella 13.57: Coefficienti di spinta terreno

Stato limite sismico	SLV
Tipologia di verifica	Resistenza strutturale
Elemento	muro
Combinazione	A1+M1+R3
verifica prevista	

CALCOLO SPINTE TERRENO			
Angolo attrito interno di progetto	φ_d	35.00 °	0.61 rad
Inclinazione muro a monte	β	5.71 °	0.10 rad
Angolo attrito terreno-muro	δ	23.33 °	0.41 rad
Inclinazione terreno a monte	i_m	0.00 °	0.00 rad
Coefficiente di spinta a riposo	K_0	0.43	
Coefficiente di spinta attiva	K_A	0.29	
$k_h + k_v$ negativo (spinta sismica verso l'alto)			
Inclinazione della risultante della forza peso e delle forze di inerzia agenti sul cuneo	θ	30.07 °	0.52 rad
Coefficiente di spinta attiva sismica	K_{AE}	2.27	Mononobe-Okabe
Delta spinta sismica	ΔK_{AE}	1.476	
Angolo del cuneo sismico	α_{AE}	-7.96 °	-0.14 rad
	C_{1E}	27.74	
	C_{2E}	-121.55	
$k_h + k_v$ positivo (spinta sismica verso il basso)			
Inclinazione della risultante della forza peso e delle forze di inerzia agenti sul cuneo	θ	20.14 °	0.35 rad
Coefficiente di spinta attiva sismica	K_{AE}	0.64	Mononobe-Okabe
Delta spinta sismica	ΔK_{AE}	0.500	
Angolo del cuneo sismico	α_{AE}	40.17 °	0.70 rad
	C_{1E}	3.75	
	C_{2E}	8.49	

Coefficienti parziali azioni			
		Favorevoli	Sfavorevoli
A1	G1	1	1.3
	G2	0.8	1.5
	Q	0	1.5
Coefficienti parziali geotecnici			
M1	γ_e	1	
	γ_o	1	
	γ_{ou}	1	
	γ_y	1	
Coefficienti parziali di resistenza			
R3	γ_R	1	

Tabella 13.58: Dati geometrici e carichi statici Muro di risvolto (SLU) - $h_c = 0m$

PARAMETRI GEOMETRICI						Contributi al piede del muro		
			x [m]	y [m]	angolo [°]	N [kN/m]	T [kN/m]	M [kNm/m]
Altezza paraghiaia	$h1+h7$	0.45 m						
Altezza muro	$h2$	6.25 m						
Altezza platea fondazione	$h3$	2.20 m						
Altezza complessiva	h	6.70 m						
Posizione incastro	x_1	2.8375 m						
	y_1	2.20 m						
Altezza calcolo (rispetto all'incastro)	h_c	0.00 m						
Posizione appoggio	x_2	2.33 m						
	y_2	8.45 m						
CARICHI STATICI								
Peso proprio paraghiaia	G1a	8.44 kN/m	2.30	8.68	90.00	8.44	0.00	-4.54
Peso proprio muro	G1b	95.70 kN/m	2.71	4.79	90.00	95.70	0.00	-12.41
Peso proprio platea	G1c	0.00 kN/m	2.85	1.10	90.00	0.00	0.00	0.00
Peso terreno piede muro	G1t	0.00 kN/m	4.50	2.20	90.00	0.00	0.00	0.00
Spinta a riposo	S0	181.85 kN/m	3.08	4.43	23.33	72.03	166.98	-355.69
Sovraspinta pavimentazione	S _{q2}	0.00 kN/m	2.97	5.55	23.33	0.00	0.00	0.00
Sovraspinta traffico	S _{q1}	57.14 kN/m	2.97	5.55	23.33	22.63	52.47	-172.88
Azione di svio	Fr ₁	46.64 kN/m	2.30	9.68	0.00	0.00	46.64	-348.97

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Tabella 13.59: Carichi sismici Muro di risvolto (SLV) - $h_c = 0m$

CARICHI SISMICI k_v negativo			x [m]	y [m]	angolo [°]	N [kN/m]	T [kN/m]	M [kNm/m]
Peso proprio paraghiaia	G1a	8.44 kN/m	2.30	8.68	90.00	8.44	0.00	-4.54
Peso proprio muro	G1b	95.70 kN/m	2.71	4.79	90.00	95.70	0.00	-12.41
Peso proprio platea	G1c	0.00 kN/m	2.85	1.10	90.00	0.00	0.00	0.00
Peso terreno piede muro	G1t	0.00 kN/m	4.50	2.20	90.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia paraghiaia orizzontale	G1a _h	3.79 kN/m	2.30	8.68	0.00	0.00	3.79	-24.53
Inerzia paraghiaia verticale	G1a _v	-1.89 kN/m	2.30	8.68	90.00	-1.89	0.00	1.02
Inerzia muro orizzontale	G1b _h	42.97 kN/m	2.71	4.79	0.00	0.00	42.97	-111.45
Inerzia muro verticale	G1b _v	-21.49 kN/m	2.71	4.79	90.00	-21.49	0.00	2.79
Inerzia platea orizzontale	G1c _h	0.00 kN/m	2.85	1.10	0.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia platea verticale	G1c _v	0.00 kN/m	2.85	1.10	90.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia terreno piede muro orizzontale	G1t _h	0.00 kN/m	4.50	2.20	0.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia terreno piede muro verticale	G1t _v	0.00 kN/m	4.50	2.20	90.00	0.00	0.00	0.00
Spinta attiva	SA	122.49 kN/m	3.08	4.43	23.33	48.52	112.48	-239.59
Delta Spinta sismica (Mononobe-Okabe)	ΔS	629.26 kN/m	2.97	5.55	23.33	249.24	577.79	-1903.83
Sovrappinta pavimentazione	S _{G2}	0.00 kN/m	2.97	5.55	23.33	0.00	0.00	0.00
Sovrappinta traffico	S _{G1}	57.14 kN/m	2.97	5.55	23.33	22.63	52.47	-172.88
CARICHI SISMICI k_v positivo			x [m]	y [m]	angolo [°]	N [kN/m]	T [kN/m]	M [kNm/m]
Peso proprio paraghiaia	G1a	8.44 kN/m	2.30	8.68	90.00	8.44	0.00	-4.54
Peso proprio muro	G1b	95.70 kN/m	2.71	4.79	90.00	95.70	0.00	-12.41
Peso proprio platea	G1c	0.00 kN/m	2.85	1.10	90.00	0.00	0.00	0.00
Peso terreno piede muro	G1t	0.00 kN/m	4.50	5.55	90.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia paraghiaia orizzontale	G1a _h	3.79 kN/m	2.30	8.68	0.00	0.00	3.79	-24.53
Inerzia paraghiaia verticale	G1a _v	1.89 kN/m	2.30	8.68	90.00	1.89	0.00	-1.02
Inerzia muro orizzontale	G1b _h	42.97 kN/m	2.71	4.79	0.00	0.00	42.97	-111.45
Inerzia muro verticale	G1b _v	21.49 kN/m	2.71	4.79	90.00	21.49	0.00	-2.79
Inerzia platea orizzontale	G1c _h	0.00 kN/m	2.85	1.10	0.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia platea verticale	G1c _v	0.00 kN/m	2.85	1.10	90.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia terreno piede muro orizzontale	G1t _h	0.00 kN/m	4.50	5.55	0.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia terreno piede muro verticale	G1t _v	0.00 kN/m	4.50	5.55	90.00	0.00	0.00	0.00
Spinta attiva	SA	122.49 kN/m	3.08	4.43	23.33	48.52	112.48	-239.59
Delta Spinta sismica (Mononobe-Okabe)	ΔS	213.32 kN/m	2.97	5.55	23.33	84.49	195.87	-645.40
Sovrappinta pavimentazione	S _{G2}	0.00 kN/m	2.97	5.55	23.33	0.00	0.00	0.00
Sovrappinta traffico	S _{G1}	57.14 kN/m	2.97	5.55	23.33	22.63	52.47	-172.88

Le seguenti tabelle mostrano gli involucri delle reazioni alla base del muro di risvolto e il fattore di sicurezza (FS) riferito al momento flettente e associato alla sezione di progetto.

In particolare, si ipotizzano $10\phi 26$ al metro su entrambi i lembi del muro di risvolto con una seconda fila di $5\phi 26$ al metro sul lato contro terra, ovvero quello soggetto alla trazione maggiore. La figura riportata di seguito mostra che la configurazione sopra descritta restituisce un momento resistente di $M_{Rd} = 2337 kNm/m$. Si trascura, a favore di sicurezza, il contributo dovuto all'azione assiale N.

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Figura 13.60: Verifica agli SLU muro di risvolto – $h_c = 0m$

Titolo : _____

N° figure elementari 1 **Zoom** **N° strati barre** 3 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	90

N°	As [cm²]	d [cm]
1	53.09	6.64
2	53.09	83.36
3	26.55	75

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0

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

Materiali
B450C C32/40
 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} 18.13
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957% $\sigma_{c,adm}$ 12.25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

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

Tipo flessione
Retta Deviata

M_{xRd} 2 337 kN m
 σ_c -18.13 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5%
 ϵ_s 22.84%
d 83.36 cm
x 11.08 x/d 0.1329
 δ 0.7

Calcola MRd **Dominio M-N**
N° rett. 100
L₀ 0 cm **Col. modello**
 Precompresso

Tabella 13.61: Involuppo reazioni SLU/SLV e Fattore di Sicurezza (FS) momento flettente (Muro di risvolto) – $h_c = 0m$

INVILUPPO REAZIONI ALLA BASE SLU-SLV		valore	x [m]	y [m]	verso	
Azione verticale	N [kN/m]	394.88 kN/m	2.84	2.20	+y	MAX
Azione orizzontale	T [kN/m]	737.03 kN/m			+x	
Momento	M [kNm/m]	-372.64 kNm/m			orario	
Azione verticale	N [kN/m]	176.17 kN/m	2.84	2.20	+y	MIN
Azione orizzontale	T [kN/m]	166.98 kN/m			+x	
Momento	M [kNm/m]	-2295.20 kNm/m			orario	

VERIFICA MOMENTO FLETTENTE SEZIONE SIMMETRICA (GELFI)					
Altezza sezione	h	100	cm		
Base sezione	b	90	cm		
Copriferro	c	4	cm	numero	diametro
Acciaio superiore	A _{sup}	53.09	cmq	10	φ 26 (armatura compressa)
Acciaio Inferiore	A _{inf}	79.64	cmq	15	φ 26 (armatura tesa)
Azione di compressione	N _{Ed}	0	kN		
Momento flettente	M _{Rd}	2337.00	kNm/m		
Fattore di sicurezza	FS	1.02			VERIFICA SODDISFATTA

Per quanto riguarda la verifica a taglio, le tabelle seguenti mostrano come la sezione non sia verificata a taglio senza l'utilizzo di staffe.

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Tabella 13.62: Verifica a taglio pt1 (Muro di risvolto) – $h_c = 0m$

VERIFICA A TAGLIO SECONDO NTC 2018 ED EUROCODICE 2 (UNI EN 1992 1-1)	
Note e convenzioni	N > 0 → trazione

INPUT			
Fattore di confidenza	FC	1	
	R_{ck}	40	N/mm ²
	f_{ck}	31	N/mm ²
Valore medio della resistenza a trazione	f_{ctm}	3.0	N/mm ² = $0.3 * f_{ck}^{2/3}$
Coefficiente sicurezza cls	γ_c	1.5	
Coefficiente carichi lunga durata	α_{cc}	0.85	
Resistenza di calcolo del cls	f_{cd}	17.68	N/mm ² = $\alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c$
Resistenza caratteristica di snervamento acciaio	f_{yk}	450	N/mm ²
Coefficiente sicurezza acciaio	β_s	1.15	
Snervamento di calcolo acciaio	f_{yd}	391	N/mm ² = f_{yk} / β_s
Forza di taglio di calcolo	V_{sd}	737.0	kN
Forza assiale di calcolo	N_{sd}	-394.88	kN
Larghezza sezione	b_w	100	cm
altezza della sezione	H	90	cm
Copriferro	c	4	cm
Diametro barre superiori	ϕ_2	26	mm
Diametro barre inferiori	ϕ_1	26	mm
Diametro staffe	ϕ_{st}	12	mm
Numero di barre superiori	N_2	10	
Numero di barre inferiori	N_1	15	
altezza utile della sezione	d	83.5	cm

RESISTENZA DI CALCOLO DELL'ELEMENTO SENZA ARMATURA A TAGLIO: V_{Rd} (rif. cap. 4.1.2.3.5.1 NTC 2018)			
$V_{Rd} = \max\{[0.18 * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d; [V_{min} + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d\}$			
$K = 1 + (200 / d)^{0.5} \leq 2.00$	K	1.49	
$V_{min} = 0.035 * K^{1.5} * f_{ck}^{0.5}$	V_{min}	0.36	N/mm ²
A_{s1} = area delle armature di trazione che si estendono non meno di $d + b_{net}$ oltre la sezione considerata	A_{s1}	79.64	cm ² 7963.937 mm ²
$\rho_1 = A_{s1} / (b_w d) \leq 0.02$	ρ_1	0.0095	
$\sigma_{cp} = -N_{sd} / A_c \leq 0.2 f_{cd}$	σ_{cp}	0.44	N/mm ²
	V_{Rd1}	517	kN
	V_{Rd2}	352	kN
	V_{Rd}	517.42	kN
Fattore di sicurezza	FS	0.70	OCCORRE ARMARE A TAGLIO

Vista la verifica non soddisfatta, occorre predisporre delle armature a taglio. In particolare, si predispongono ferri $\phi 12/10$ con 3 bracci al metro, garantendo un taglio resistente di $V_{Rd} = 997.74 kN/m$.

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Tabella 13.63: Verifica a taglio pt2 (Muro di risvolto) – $h_c = 0m$

RESISTENZA DI CALCOLO DELL'ELEMENTO CON ARMATURA A TAGLIO (rif. cap. 4.1.2.3.5.2 NTC 2018)			
Verifica delle bielle compresse: V_{red}			
$V_{red} = [0.9 * d * b_w * \alpha_c * f_{cd} * (\cot\alpha + \cot\theta)] / [1 + (\cot\theta)^2]$			
Definizione del coefficiente maggiorativo α_c	$\sigma_{cp} \leq$	0.00	$\rightarrow \alpha_c =$ 1 membrature non compresse
	$0.00 < \sigma_{cp} <$	4.42	$\rightarrow \alpha_c =$ 1.02
	$4.42 \leq \sigma_{cp} \leq$	8.84	$\rightarrow \alpha_c =$ 1.25
	$8.84 < \sigma_{cp} <$	17.68	$\rightarrow \alpha_c =$ 2.44 membrature fortemente compresse
Essendo $\sigma_{cp} =$	0.44 N/mm ²	si assume quindi	$\alpha_c =$ 1.02
Resistenza a compressione ridotta	f_{cd}	8.84 N/mm ²	= 0.5 * f_{cd}
Angolo di inclinazione dell'armatura a taglio	α	90° 1.57 rad	(45° per ferri piegati e 90° per staffe)
Angolo di inclinazione dei puntoni compressi	θ	45° 0.79 rad	(compreso tra 21.8° e 45°)
Fattore di sicurezza	V_{red}	3404.06 kN	OK - VERIFICA SODDISFATTA
	FS	4.62	
Verifica dell'armatura a taglio: V_{rsd}			
$V_{rsd} = 0.9 * d * (A_{sw} / s) * f_{yd} * (\cot\alpha + \cot\theta) * \sin\alpha$			
Passo delle staffe	s	10 cm	100 mm
Diametro staffe	ϕ_{st}	12 mm	
Bracci resistenti	n	3	
Area armatura a taglio	A_{sw}	3.39 cm ²	339 mm ²
Percentuale minima di armatura	$\rho_{w,min}$	0.0010	= 0.08 * ($F_{ctk}^{0.5}$) / F_{yk}
Area minima di armatura a taglio	$A_{w,min}$	99.30 mm ²	= $\rho_{w,min} * s * b_w * \sin\alpha$ (EC2-Par.9.2.2)
Fattore di sicurezza	V_{rsd}	997.74 kN	OK - VERIFICA SODDISFATTA
	FS	1.35	

13.7.2 Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU/SLV) – Sezione 2

Vista la presenza di una seconda fila di armatura sul lato teso, si procede alla verifica della sezione in cui risulta sufficiente l'utilizzo di una sola fila di armatura resistente. In particolare, si verifica la sezione posta a $h_c = 1.5m$ di altezza dall'incastro.

Nelle tabelle seguenti sono riportate le azioni agenti sul muro di risvolto e le reazioni da esse causate all'altezza sopra definita. Queste reazioni sono mostrate in forma caratteristica, prima di essere combinate secondo i coefficienti parziali.

Tabella 13.64: Dati geometrici e carichi statici Muro di risvolto (SLU) – $h_c = 1.5m$

PARAMETRI GEOMETRICI									
Altezza paraghiaia	h_1+h_7	0.45 m							
Altezza muro	h_2	6.25 m							
Altezza platea fondazione	h_3	2.20 m							
Altezza complessiva	h	6.70 m							
Posizione incastro	x_i	2.8375 m							
	y_i	2.20 m							
Altezza calcolo (rispetto all'incastro)	h_c	1.50 m							
Posizione appoggio	x_a	2.33 m							
	y_a	8.45 m							
CARICHI STATICI			x [m]	y [m]	angolo [°]	Contributi al piede del muro			
Peso proprio paraghiaia	G1a	8.44 kN/m	2.30	8.68	90.00	8.44	0.00	-4.54	
Peso proprio muro	G1b	95.70 kN/m	2.71	4.79	90.00	95.70	0.00	-12.41	
Peso proprio platea	G1c	0.00 kN/m	2.85	1.10	90.00	0.00	0.00	0.00	
Peso terreno piede muro	G1t	0.00 kN/m	4.50	2.20	90.00	0.00	0.00	0.00	
Spinta a riposo	S0	181.85 kN/m	3.08	4.43	23.33	72.03	166.98	-105.22	
Sovraspinta pavimentazione	S _{g2}	0.00 kN/m	2.97	5.55	23.33	0.00	0.00	0.00	
Sovraspinta traffico	S _{ct1}	57.14 kN/m	2.97	5.55	23.33	22.63	52.47	-94.18	
Azione di svio	Fr ₁	46.64 kN/m	2.30	9.68	0.00	0.00	46.64	-279.02	

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Tabella 13.65: Carichi sismici Muro di risvolto (SLV) - $h_c = 1.5m$

CARICHI SISMICI k_v negativo			x [m]	y [m]	angolo [°]	N [kN/m]	T [kN/m]	M [kNm/m]
Peso proprio paraghiaia	G1a	8.44 kN/m	2.30	8.68	90.00	8.44	0.00	-4.54
Peso proprio muro	G1b	95.70 kN/m	2.71	4.79	90.00	95.70	0.00	-12.41
Peso proprio platea	G1c	0.00 kN/m	2.85	1.10	90.00	0.00	0.00	0.00
Peso terreno piede muro	G1t	0.00 kN/m	4.50	2.20	90.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia paraghiaia orizzontale	G1a _h	3.79 kN/m	2.30	8.68	0.00	0.00	3.79	-18.85
Inerzia paraghiaia verticale	G1a _v	-1.89 kN/m	2.30	8.68	90.00	-1.89	0.00	1.02
Inerzia muro orizzontale	G1b _h	42.97 kN/m	2.71	4.79	0.00	0.00	42.97	-46.99
Inerzia muro verticale	G1b _v	-21.49 kN/m	2.71	4.79	90.00	-21.49	0.00	2.79
Inerzia platea orizzontale	G1c _h	0.00 kN/m	2.85	1.10	0.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia platea verticale	G1c _v	0.00 kN/m	2.85	1.10	90.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia terreno piede muro orizzontale	G1t _h	0.00 kN/m	4.50	2.20	0.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia terreno piede muro verticale	G1t _v	0.00 kN/m	4.50	2.20	90.00	0.00	0.00	0.00
Spinta attiva	SA	122.49 kN/m	3.08	4.43	23.33	48.52	112.48	-70.88
Delta Spinta sismica (Mononobe-Okabe)	ΔS	629.26 kN/m	2.97	5.55	23.33	249.24	577.79	-1037.14
Sovraspinta pavimentazione	S _{G2}	0.00 kN/m	2.97	5.55	23.33	0.00	0.00	0.00
Sovraspinta traffico	S _{G1}	57.14 kN/m	2.97	5.55	23.33	22.63	52.47	-94.18
CARICHI SISMICI k_v positivo			x [m]	y [m]	angolo [°]	N [kN/m]	T [kN/m]	M [kNm/m]
Peso proprio paraghiaia	G1a	8.44 kN/m	2.30	8.68	90.00	8.44	0.00	-4.54
Peso proprio muro	G1b	95.70 kN/m	2.71	4.79	90.00	95.70	0.00	-12.41
Peso proprio platea	G1c	0.00 kN/m	2.85	1.10	90.00	0.00	0.00	0.00
Peso terreno piede muro	G1t	0.00 kN/m	4.50	5.55	90.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia paraghiaia orizzontale	G1a _h	3.79 kN/m	2.30	8.68	0.00	0.00	3.79	-18.85
Inerzia paraghiaia verticale	G1a _v	1.89 kN/m	2.30	8.68	90.00	1.89	0.00	-1.02
Inerzia muro orizzontale	G1b _h	42.97 kN/m	2.71	4.79	0.00	0.00	42.97	-46.99
Inerzia muro verticale	G1b _v	21.49 kN/m	2.71	4.79	90.00	21.49	0.00	-2.79
Inerzia platea orizzontale	G1c _h	0.00 kN/m	2.85	1.10	0.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia platea verticale	G1c _v	0.00 kN/m	2.85	1.10	90.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia terreno piede muro orizzontale	G1t _h	0.00 kN/m	4.50	5.55	0.00	0.00	0.00	0.00
Inerzia terreno piede muro verticale	G1t _v	0.00 kN/m	4.50	5.55	90.00	0.00	0.00	0.00
Spinta attiva	SA	122.49 kN/m	3.08	4.43	23.33	48.52	112.48	-70.88
Delta Spinta sismica (Mononobe-Okabe)	ΔS	213.32 kN/m	2.97	5.55	23.33	84.49	195.87	-351.59
Sovraspinta pavimentazione	S _{G2}	0.00 kN/m	2.97	5.55	23.33	0.00	0.00	0.00
Sovraspinta traffico	S _{G1}	57.14 kN/m	2.97	5.55	23.33	22.63	52.47	-94.18

Le seguenti tabelle mostrano gli involuipi delle reazioni alla base del muro di risvolto e il fattore di sicurezza (FS) riferito al momento flettente e associato alla sezione di progetto.

In particolare, si ipotizzano $10\phi 26$ al metro su entrambi i lembi del muro di risvolto, in continuità con i ferri provenienti dalla prima sezione del muro. La figura riportata di seguito mostra che la configurazione sopra descritta restituisce un momento resistente di $M_{Rd} = 1321 kNm/m$. Si trascura, a favore di sicurezza, il contributo dovuto all'azione assiale N .

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Figura 13.66: Verifica agli SLU muro di risvolto - $h_c = 1.5m$

Titolo : []

N° figure elementari 1 **Zoom** **N° strati barre** 2 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	75	1	53.09	6.64
			2	53.09	68.36

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n
N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0

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

Materiali
B450C C32/40
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} 18.13 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 12.25 ‰
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
τ_{c1} 2.114

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

Tipo flessione
Retta Deviata

Calcola MRd **Dominio M-N**
L₀ 0 cm **Col. modello**

Precompresso

M_{xRd} 1 321 kNm
σ_c -18.13 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 24.55 ‰
d 68.36 cm
x 8.531 x/d 0.1248
δ 0.7

Tabella 13.67: Inviluppo reazioni SLU/SLV e Fattore di Sicurezza (FS) momento flettente (Muro di risvolto) - $h_c = 1.5m$

INVILUPPO REAZIONI ALLA BASE SLU-SLV		valore	x [m]	y [m]	verso	
Azione verticale	N [kN/m]	394.88 kN/m	2.84	3.70	+y	MAX
Azione orizzontale	T [kN/m]	737.03 kN/m			+x	
Momento	M [kNm/m]	-122.17 kNm/m			orario	
Azione verticale	N [kN/m]	176.17 kN/m	2.84	3.70	+y	MIN
Azione orizzontale	T [kN/m]	166.98 kN/m			+x	
Momento	M [kNm/m]	-1189.66 kNm/m			orario	

VERIFICA MOMENTO FLETTENTE SEZIONE SIMMETRICA (GELFI)					
Altezza sezione	h	100	cm		
Base sezione	b	75	cm		
Copriferro	c	4	cm	numero	diametro
Acciaio superiore	A _{sup}	53.09	cmq	10	φ 26
Acciaio Inferiore	A _{inf}	53.09	cmq	10	φ 26
Azione di compressione	N _{Ed}	0	kN		(armatura compressa)
Momento flettente	M _{Rd}	1321.00	kNm/m		(armatura tesa)
Fattore di sicurezza	FS	1.11		VERIFICA SODDISFATTA	

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Per quanto riguarda la verifica a taglio, le tabelle seguenti mostrano come la sezione non sia verificata a taglio senza l'utilizzo di staffe.

Tabella 13.68: Verifica a taglio pt1 (Muro di risvolto) - $h_c = 1.5m$

VERIFICA A TAGLIO SECONDO NTC 2018 ED EUROCODICE 2 (UNI EN 1992 1-1)	
Note e convenzioni	N > 0 → trazione

INPUT			
Fattore di confidenza	FC	1	
	R_{ck}	40 N/mm ²	
	f_{ck}	31 N/mm ²	
Valore medio della resistenza a trazione	f_{ctm}	3.0 N/mm ²	= $0.3 * f_{ck}^{2/3}$
Coefficiente sicurezza cls	γ_c	1.5	
Coefficiente carichi lunga durata	α_{cc}	0.85	
Resistenza di calcolo del cls	f_{cd}	17.68 N/mm ²	= $\alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c$
Resistenza caratteristica di snervamento acciaio	f_{yk}	450 N/mm ²	
Coefficiente sicurezza acciaio	γ_s	1.15	
Snervamento di calcolo acciaio	f_{yd}	391 N/mm ²	= f_{yk} / γ_s
Forza di taglio di calcolo	V_{sd}	737.0 kN	
Forza assiale di calcolo	N_{sd}	-394.88 kN	
Larghezza sezione	b_w	100 cm	1000 mm
altezza della sezione	H	75 cm	750 mm
Copriferro	c	4 cm	
Diametro barre superiori	ϕ_2	26 mm	
Diametro barre inferiori	ϕ_1	26 mm	
Diametro staffe	ϕ_{st}	12 mm	
Numero di barre superiori	N_2	10	
Numero di barre inferiori	N_1	10	
altezza utile della sezione	d	68.5 cm	685 mm

RESISTENZA DI CALCOLO DELL'ELEMENTO SENZA ARMATURA A TAGLIO: V_{Rd}				(rif. cap. 4.1.2.3.5.1 NTC 2018)
$V_{Rd} = \max\{[0.18 * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d; [V_{min} + 0.15 * \sigma_{cp}] * b_w * d\}$				
$K = 1 + (200 / d)^{0.5} \leq 2.00$	K	1.54		
$V_{min} = 0.035 * K^{1.5} * f_{ck}^{0.5}$	V_{min}	0.37 N/mm ²		
A_{s1} =area delle armature di trazione che si estendono non meno di $d + l_{b,net}$ oltre la sezione considerata	A_{s1}	53.09 cm ²	5309.292 mm ²	
$\rho_1 = A_{s1} / (b_w d) \leq 0.02$	ρ_1	0.0078		
$\sigma_{cp} = -N_{sd} / A_c \leq 0.2 f_{cd}$	σ_{cp}	0.53 N/mm ²		
	V_{Rd1}	420 kN		
	V_{Rd2}	310 kN		
	V_{Rd}	420.25 kN		
Fattore di sicurezza	FS	0.57		OCCORRE ARMARE A TAGLIO

Vista la verifica non soddisfatta, occorre predisporre delle armature a taglio. In particolare, si predispongono ferri $\phi 12/10$ con 3 bracci al metro, garantendo un taglio resistente di $V_{Rd} = 818.51 kN/m$.

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Tabella 13.69: Verifica a taglio pt2 (Muro di risolto) – $h_c = 1.5m$

RESISTENZA DI CALCOLO DELL'ELEMENTO CON ARMATURA A TAGLIO				(rif. cap. 4.1.2.3.5.2 NTC 2018)	
Verifica delle bielle compresse: V_{red}					
$V_{red} = [0.9 * d * b_w * \alpha_c * f'_{cd} * (\cot\alpha + \cot\theta)] / [1 + (\cot\theta)^2]$					
Definizione del coefficiente maggiorativo α_c		$\sigma_{op} \leq$	0.00	→	$\alpha_c =$ 1 membrature non compresse
		$0.00 < \sigma_{op} <$	4.42	→	$\alpha_c =$ 1.03
		$4.42 \leq \sigma_{op} \leq$	8.84	→	$\alpha_c =$ 1.25
		$8.84 < \sigma_{op} <$	17.68	→	$\alpha_c =$ 2.43 membrature fortemente compresse
Essendo	$\sigma_{op} =$	0.53 N/mm ²		si assume quindi	$\alpha_c =$ 1.03
Resistenza a compressione ridotta	f'_{cd}	8.84 N/mm ²	= 0.5 * f_{cd}		
Angolo di inclinazione dell'armatura a taglio	α	90 ° 1.57 rad	(45° per ferri piegati e 90° per staffe)		
Angolo di inclinazione dei puntoni compressi	θ	45 ° 0.79 rad	(compreso tra 21.8° e 45°)		
Fattore di sicurezza	V_{red}	2806.08 kN			OK - VERIFICA SODDISFATTA
	FS	3.81			
Verifica dell'armatura a taglio: V_{rsd}					
$V_{rsd} = 0.9 * d * (A_{sw} / s) * f_{yd} * (\cot\alpha + \cot\theta) * \sin\alpha$					
Passo delle staffe	s	10 cm	100 mm		
Diametro staffe	ϕ_{st}	12 mm			
Bracci resistenti	n	3			
Area armatura a taglio	A_{sw}	3.39 cm ²	339 mm ²		
Percentuale minima di armatura	$\rho_{w,min}$	0.0010	= 0.08 x ($F_{ctk}^{0.5}$) / F_{yk}		
Area minima di armatura a taglio	$A_{w,min}$	99.30 mm ²	= $\rho_{w,min} * s * b_w * \sin\alpha$ (EC2-Par. 9.2.2)		
Fattore di sicurezza	V_{rsd}	818.51 kN			OK - VERIFICA SODDISFATTA
	FS	1.11			

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

13.7.3 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE) – Sezione 1

Nelle tabelle seguenti sono riportate le azioni agenti sul muro di risvolto e le reazioni da esse causate alla base dell'elemento. Queste reazioni sono mostrate in forma caratteristica, prima di essere combinate secondo i coefficienti parziali.

Tabella 13.70: Dati geometrici e carichi statici Muro di risvolto (SLE) – $h_c = 0m$

PARAMETRI GEOMETRICI									
Altezza paraghiaia	h_1+h_7	0.45 m							
Altezza muro	h_2	6.25 m							
Altezza platea fondazione	h_3	2.20 m							
Altezza complessiva	h	6.70 m							
Posizione incastro	x_i	2.8375 m							
	y_i	2.20 m							
Altezza calcolo (rispetto all'incastro)	h_c	0.00 m							
Posizione appoggio	x_a	2.33 m							
	y_a	8.45 m							
CARICHI STATICI			x [m]	y [m]	angolo [°]	Contributi al piede del muro			
						N [kN/m]	T [kN/m]	M [kNm/m]	
Peso proprio paraghiaia	G1a	8.44 kN/m	2.30	8.68	90.00	8.44	0.00	-4.54	
Peso proprio muro	G1b	95.70 kN/m	2.71	4.79	90.00	95.70	0.00	-12.41	
Peso proprio platea	G1c	0.00 kN/m	2.85	1.10	90.00	0.00	0.00	0.00	
Peso terreno piede muro	G1t	0.00 kN/m	4.50	2.20	90.00	0.00	0.00	0.00	
Spinta a riposo	S0	181.85 kN/m	3.08	4.43	23.33	72.03	166.98	-355.69	
Sovrappinta pavimentazione	S _{q2}	0.00 kN/m	2.97	5.55	23.33	0.00	0.00	0.00	
Sovrappinta traffico	S _{q1}	57.14 kN/m	2.97	5.55	23.33	22.63	52.47	-172.88	
Azione di svio	Fr ₁	46.64 kN/m	2.30	9.68	0.00	0.00	46.64	-348.97	

La verifica agli Stati Limite di Esercizio è associata all'apertura delle fessure, per la quale si prendono in esame le combinazioni SLE frequente e quasi permanente (SLEf e SLEq). Si riportano di seguito gli inviluppi delle azioni interne relative alle combinazioni sopra citate e le verifiche a fessurazione.

Tabella 13.71: Inviluppi alle combinazioni SLEf e SLEq (muro di risvolto) – $h_c = 0m$

INVILUPPO REAZIONI ALLA BASE SLEf		valore	x [m]	y [m]	verso	
Azione verticale	N [kN/m]	187.48 kN/m	2.8375	2.2	+y	MAX
Azione orizzontale	T [kN/m]	193.21 kN/m			+x	
Momento	M [kNm/m]	-372.64 kNm/m			orario	
Azione verticale	N [kN/m]	176.17 kN/m	2.8375	2.2	+y	MIN
Azione orizzontale	T [kN/m]	166.98 kN/m			+x	
Momento	M [kNm/m]	-459.08 kNm/m			orario	
INVILUPPO REAZIONI ALLA BASE SLEq		valore	x [m]	y [m]	verso	
Azione verticale	N [kN/m]	176.17 kN/m	2.8375	2.2	+y	MAX
Azione orizzontale	T [kN/m]	166.98 kN/m			+x	
Momento	M [kNm/m]	-372.64 kNm/m			orario	
Azione verticale	N [kN/m]	176.17 kN/m	2.8375	2.2	+y	MIN
Azione orizzontale	T [kN/m]	166.98 kN/m			+x	
Momento	M [kNm/m]	-372.64 kNm/m			orario	

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Tabella 13.72: Verifica a fessurazione muro di risvolto, dati geometrici – $h_c = 0m$

Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h = 900 [mm]
Larghezza della sezione	b = 1000 [mm]
Altezza utile della sezione	d = 833.6 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' = 66.4 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c = 40 [mm]
<u>Armatura tesa ordinaria</u>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,1}$ = 15 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,1}$ = 26 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,1}$ = 7964 [mm ²]
<u>Armatura tesa di infittimento</u>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,2}$ = 0 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,2}$ = 0 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,2}$ = 0 [mm ²]
Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f_{ck} = 32 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f_{ctm} = 3.0 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E_{cm} = 33346 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk} = 450 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E_s = 200000 [MPa]

Dalle immagini seguenti si nota come la verifica a fessurazione risulti soddisfatta.

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Tabella 13.73: Verifica a fessurazione muro di risvolto, combinazione SLEf - $h_c = 0m$

DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s 114.7 [MPa]
Asse neutro della sezione	X 251.5 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	Lunga
Coefficiente di omogeneizzazione	α_e 6.00 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A_s 7964 [mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff.1}$ 166000 [mm ²] $A_{c,eff.2}$ 216167 [mm ²] $A_{c,eff.3}$ 450000 [mm ²] $A_{c,eff.min}$ 166000 [mm ²]
$A_{c,eff}$ è l'area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura ordinaria o a quella di precompressione di altezza, $h_{c,eff}$, dove $h_{c,eff}$ è il minore tra 2.5 (h-d), (h-x)/3 o h/2 (vedere figura 7.1);	
<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div style="width: 30%;"> <p>Figura 7.1 Area tesa efficace (casi tipici)</p> <p>Legenda</p> <p>a) Trave A Livello del baricentro dell'acciaio B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$</p> </div> <div style="width: 30%;"> <p>b) Piastra B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$</p> </div> <div style="width: 30%;"> <p>c) Elemento in trazione B Area tesa efficace di estradosso, $A_{c,eff}$ C Area tesa efficace di intradosso, $A_{c,eff}$</p> </div> </div>	
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff}$ 0.04798 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$ 3.0 [MPa]
Fattore di durata del carico	K_1 0.4 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nei cls	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{min}$ 0.000344 [-] $[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{calc}$ 0.000411 [-] $[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]$ 0.000411 [-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s 200 [mm]
Diametro equivalente delle barre	ϕ_{eq} 26.00 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,ref}$ 265 [mm]
Coefficiente k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	K_2 0.800 [-] K_3 0.500 [-] K_4 3.400 [-] K_5 0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max.1}$ 228 [mm] $s_{r,max.2}$ 843 [mm] $s_{r,max}$ 228 [mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	w_k,lim 0.30 [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w_k 0.09 [mm]
$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$	
$\rho_{p,eff} = (A_s + \sum A_p) / A_{c,eff}$ $\sigma_s - k_1 \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})$ $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_1 \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$ $\phi_{eq} = \frac{n_1 \phi_1^2 + n_2 \phi_2^2}{n_1 \phi_1 + n_2 \phi_2}$ k_1 è un coefficiente che tiene conto delle proprietà di aderenza dell'armatura aderente: = 0,8 per barre ad aderenza migliorata, = 1,6 per barre con una superficie effettivamente liscia (per esempio, armatura di precompressione); k_2 è un coefficiente che tiene conto della distribuzione delle deformazioni: = 0,5 per flessione, = 1,0 per trazione pura. In caso di trazione eccentrica, o per singole parti di sezione, si raccomanda di utilizzare valori intermedi di k_2 , che possono essere calcolati con la relazione: $k_2 = (\epsilon_1 + \epsilon_2) / 2\epsilon_1$ (7.13)	

Tabella 13.74: Verifica a fessurazione muro frontale, combinazione SLEq - $h_c = 0m$

DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s 92.93 [MPa]
Asse neutro della sezione	X 251.5 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	Lunga
Coefficiente di omogeneizzazione	α_e 6.00 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A_s 7964 [mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff.1}$ 166000 [mm ²] $A_{c,eff.2}$ 216167 [mm ²] $A_{c,eff.3}$ 450000 [mm ²] $A_{c,eff.min}$ 166000 [mm ²]
$A_{c,eff}$ è l'area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura ordinaria o a quella di precompressione di altezza, $h_{c,eff}$, dove $h_{c,eff}$ è il minore tra 2.5 (h-d), (h-x)/3 o h/2 (vedere figura 7.1);	
<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div style="width: 30%;"> <p>Figura 7.1 Area tesa efficace (casi tipici)</p> <p>Legenda</p> <p>a) Trave A Livello del baricentro dell'acciaio B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$</p> </div> <div style="width: 30%;"> <p>b) Piastra B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$</p> </div> <div style="width: 30%;"> <p>c) Elemento in trazione B Area tesa efficace di estradosso, $A_{c,eff}$ C Area tesa efficace di intradosso, $A_{c,eff}$</p> </div> </div>	
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff}$ 0.04798 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$ 3.0 [MPa]
Fattore di durata del carico	K_1 0.4 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nei cls	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{min}$ 0.000279 [-] $[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{calc}$ 0.000302 [-] $[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]$ 0.000302 [-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s 200 [mm]
Diametro equivalente delle barre	ϕ_{eq} 26.00 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,ref}$ 265 [mm]
Coefficiente k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	K_2 0.800 [-] K_3 0.500 [-] K_4 3.400 [-] K_5 0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max.1}$ 228 [mm] $s_{r,max.2}$ 843 [mm] $s_{r,max}$ 228 [mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	w_k,lim 0.20 [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w_k 0.07 [mm]
$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$	
$\rho_{p,eff} = (A_s + \sum A_p) / A_{c,eff}$ $\sigma_s - k_1 \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})$ $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_1 \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$ $\phi_{eq} = \frac{n_1 \phi_1^2 + n_2 \phi_2^2}{n_1 \phi_1 + n_2 \phi_2}$ k_1 è un coefficiente che tiene conto delle proprietà di aderenza dell'armatura aderente: = 0,8 per barre ad aderenza migliorata, = 1,6 per barre con una superficie effettivamente liscia (per esempio, armatura di precompressione); k_2 è un coefficiente che tiene conto della distribuzione delle deformazioni: = 0,5 per flessione, = 1,0 per trazione pura. In caso di trazione eccentrica, o per singole parti di sezione, si raccomanda di utilizzare valori intermedi di k_2 , che possono essere calcolati con la relazione: $k_2 = (\epsilon_1 + \epsilon_2) / 2\epsilon_1$ (7.13)	

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

13.7.4 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE) – Sezione 2

Nelle tabelle seguenti sono riportate le azioni agenti sul muro di risvolto e le reazioni da esse causate all'altezza della sezione 2 ($h_c = 1.5m$). Queste reazioni sono mostrate in forma caratteristica, prima di essere combinate secondo i coefficienti parziali.

Tabella 13.75: Dati geometrici e carichi statici Muro di risvolto (SLE) – $h_c = 1.5m$

PARAMETRI GEOMETRICI								
Altezza paraghiaia	h_1+h_7	0.45 m						
Altezza muro	h_2	6.25 m						
Altezza platea fondazione	h_3	2.20 m						
Altezza complessiva	h	6.70 m						
Posizione incastro	x_i	2.8375 m						
	y_i	2.20 m						
Altezza calcolo (rispetto all'incastro)	h_c	1.50 m						
Posizione appoggio	x_a	2.33 m						
	y_a	8.45 m						
CARICHI STATICI			x [m]	y [m]	angolo [°]	Contributi al piede del muro		
						N [kN/m]	T [kN/m]	M [kNm/m]
Peso proprio paraghiaia	G1a	8.44 kN/m	2.30	8.68	90.00	8.44	0.00	-4.54
Peso proprio muro	G1b	95.70 kN/m	2.71	4.79	90.00	95.70	0.00	-12.41
Peso proprio platea	G1c	0.00 kN/m	2.85	1.10	90.00	0.00	0.00	0.00
Peso terreno piede muro	G1t	0.00 kN/m	4.50	2.20	90.00	0.00	0.00	0.00
Spinta a riposo	S0	181.85 kN/m	3.08	4.43	23.33	72.03	166.98	-105.22
Sovrappinta pavimentazione	S _{G2}	0.00 kN/m	2.97	5.55	23.33	0.00	0.00	0.00
Sovrappinta traffico	S _{e1}	57.14 kN/m	2.97	5.55	23.33	22.63	52.47	-94.18
Azione di svio	Fr ₁	46.64 kN/m	2.30	9.68	0.00	0.00	46.64	-279.02

La verifica agli Stati Limite di Esercizio è associata all'apertura delle fessure, per la quale si prendono in esame le combinazioni SLE frequente e quasi permanente (SLEf e SLEq). Si riportano di seguito gli involuppi delle azioni interne relative alle combinazioni sopra citate e le verifiche a fessurazione.

Tabella 13.76: Involuppi alle combinazioni SLEf e SLEq (muro di risvolto) – $h_c = 1.5m$

INVILUPPO REAZIONI ALLA BASE SLEf		valore	x [m]	y [m]	verso	
Azione verticale	N [kN/m]	187.48 kN/m	2.8375	3.70	+y	MAX
Azione orizzontale	T [kN/m]	193.21 kN/m			+x	
Momento	M [kNm/m]	-122.17 kNm/m			orario	
Azione verticale	N [kN/m]	176.17 kN/m	2.8375	3.70	+y	MIN
Azione orizzontale	T [kN/m]	166.98 kN/m			+x	
Momento	M [kNm/m]	-169.26 kNm/m			orario	

INVILUPPO REAZIONI ALLA BASE SLEq		valore	x [m]	y [m]	verso	
Azione verticale	N [kN/m]	176.17 kN/m	2.8375	3.70	+y	MAX
Azione orizzontale	T [kN/m]	166.98 kN/m			+x	
Momento	M [kNm/m]	-122.17 kNm/m			orario	
Azione verticale	N [kN/m]	176.17 kN/m	2.8375	3.70	+y	MIN
Azione orizzontale	T [kN/m]	166.98 kN/m			+x	
Momento	M [kNm/m]	-122.17 kNm/m			orario	

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Tabella 13.77: Verifica a fessurazione muro di risvolto, dati geometrici – $h_c = 0m$

Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h 750 [mm]
Larghezza della sezione	b 1000 [mm]
Altezza utile della sezione	d 683.6 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' 66.4 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c 40 [mm]
<u>Armatura tesa ordinaria</u>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,1}$ 10 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,1}$ 26 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,1}$ 5309 [mm ²]
<u>Armatura tesa di infittimento</u>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,2}$ 0 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,2}$ 0 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,2}$ 0 [mm ²]
Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f_{ck} 32 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f_{ctm} 3.0 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E_{cm} 33346 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk} 450 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E_s 200000 [MPa]

Dalle immagini seguenti si nota come la verifica a fessurazione risulti soddisfatta.

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Tabella 13.78: Verifica a fessurazione muro di risvolto, combinazione SLEf - $h_c = 1.5m$

DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s 52.07 [MPa]
Asse neutro della sezione	X 221.3 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	Lunga
Coefficiente di omogeneizzazione	α_e 6.00 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A_s 5309 [mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff.1}$ 166000 [mm ²]
	$A_{c,eff.2}$ 176233 [mm ²]
	$A_{c,eff.3}$ 375000 [mm ²]
	$A_{c,eff.min}$ 166000 [mm ²]

$A_{c,eff}$ è l'area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura ordinaria o a quella di precompressione di altezza, $h_{c,eff}$, dove $h_{c,eff}$ è il minore tra 2.5 (h-d), (h-x)/3 o h/2 (vedere figura 7.1);

Figura 7.1 Area tesa efficace (casi tipici)

Legenda

a) Trave

A Livello del baricentro dell'acciaio

B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$

b) Piastra

B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$

c) Elemento in trazione

B Area tesa efficace di estradosso, $A_{c,eff}$

C Area tesa efficace di intradosso, $A_{c,eff}$

Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff}$ 0.03198 [-]	$\rho_{p,eff} = (A_s + s_1^2 A_s') / A_{c,eff}$
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$ 3.0 [MPa]	
Fattore di durata del carico	k_1 0.4 [-]	
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{min}$ 0.000156 [-]	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_1 \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{calc}$ 0.000035 [-]	
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]$ 0.000156 [-]	
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s 200 [mm]	
Diametro equivalente delle barre	ϕ_{eq} 26.00 [mm]	
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,ref}$ 265 [mm]	
Coefficiente k_1 per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k_1 0.800 [-]	
	k_2 0.500 [-]	
	k_3 3.400 [-]	
	k_4 0.425 [-]	
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max.1}$ 274 [mm]	
	$s_{r,max.2}$ 687 [mm]	
	$s_{r,max}$ 274 [mm]	
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$w_{k,lim}$ 0.30 [mm]	
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w_k 0.04 [mm]	

$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$

Tabella 13.79: Verifica a fessurazione muro frontale, combinazione SLEq - $h_c = 1.5m$

DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s 37.58 [MPa]
Asse neutro della sezione	X 221.3 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	Lunga
Coefficiente di omogeneizzazione	α_e 6.00 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A_s 5309 [mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff.1}$ 166000 [mm ²]
	$A_{c,eff.2}$ 176233 [mm ²]
	$A_{c,eff.3}$ 375000 [mm ²]
	$A_{c,eff.min}$ 166000 [mm ²]

$A_{c,eff}$ è l'area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura ordinaria o a quella di precompressione di altezza, $h_{c,eff}$, dove $h_{c,eff}$ è il minore tra 2.5 (h-d), (h-x)/3 o h/2 (vedere figura 7.1);

Figura 7.1 Area tesa efficace (casi tipici)

Legenda

a) Trave

A Livello del baricentro dell'acciaio

B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$

b) Piastra

B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$

c) Elemento in trazione

B Area tesa efficace di estradosso, $A_{c,eff}$

C Area tesa efficace di intradosso, $A_{c,eff}$

Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff}$ 0.03198 [-]	$\rho_{p,eff} = (A_s + s_1^2 A_s') / A_{c,eff}$
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$ 3.0 [MPa]	
Fattore di durata del carico	k_1 0.4 [-]	
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{min}$ 0.000113 [-]	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_1 \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{calc}$ -0.000037 [-]	
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]$ 0.000113 [-]	
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s 200 [mm]	
Diametro equivalente delle barre	ϕ_{eq} 26.00 [mm]	
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,ref}$ 265 [mm]	
Coefficiente k_1 per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k_1 0.800 [-]	
	k_2 0.500 [-]	
	k_3 3.400 [-]	
	k_4 0.425 [-]	
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max.1}$ 274 [mm]	
	$s_{r,max.2}$ 687 [mm]	
	$s_{r,max}$ 274 [mm]	
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$w_{k,lim}$ 0.30 [mm]	
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w_k 0.03 [mm]	

$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$

14 VERIFICA DEI BAGGIOLI

Questo capitolo presenta le verifiche strutturali dei baggioli.

Siano dati le seguenti caratteristiche geometriche per il baggiolo:

Figura 14-1: Schematizzazione del baggiolo di appoggio

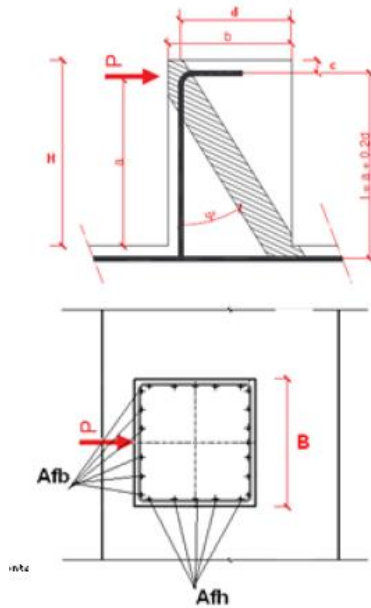


Tabella 14.2: Geometria del baggiolo

DATI INPUT			
N =	1568.00	kN	
P =	836.70	kN	
H =	0.50	m	altezza baggiolo
b =	1.00	m	lung base 1
B =	1.00	m	lung base 2
c =	0.04	m	copriferro
d =	0.94	m	base utile
a =	0.50	m	altezza applicaz. P
l =	0.69	m	altezza utile tot
ψ =	63.43 ° -->	1.11 rad	
PP =	12.50	kN	peso baggiolo
Nc =	935.46	kN	Azione nella biella
Nt =	418.35	kN	Azione nel tirante

Si vanno a descrivere le seguenti formulazioni:

Equilibrio verticale: $N_c \cdot \sin \psi + P = 0 \rightarrow N_c = -\frac{P}{\sin \psi}$

Equilibrio orizzontale: $N_t + N_c \cdot \cos \psi = 0 \rightarrow N_t = P \cdot \cot \psi$

Resistenza della biella compressa: $P_{c,Rd} = N_c \cdot \sin \psi = 0.2 \cdot d \cdot b \cdot f_{cd} \cdot \sin \psi \geq P$

Resistenza dell'armatura tesa: $P_{t,Rd} = \frac{N_t}{\cot \psi} = A_s \cdot f_{yd} \cdot \frac{1}{\cot \psi} \geq P$

Definendo $\lambda = \cot \psi = \frac{l}{z} = \frac{l}{0.9 \cdot d}$ e ricordandosi che $\sin \psi = \frac{1}{\sqrt{1 + \cot^2 \psi}}$

Resistenza della biella compressa: $P_{c,Rd} = 0.2 \cdot d \cdot b \cdot f_{cd} \cdot \frac{1}{\sqrt{1 + \lambda^2}} \geq P$

Resistenza dell'armatura tesa: $P_{t,Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot \frac{1}{\lambda} \geq P$

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Il baggiolo, di dimensioni in pianta 1.00x1.00m, risulta verificato per la seguente armatura:

- Barre verticali: 9 ϕ 10 su tutti i lati
- Staffe: ϕ 14/10 (2 bracci)

Tabella 14.3: Verifica di resistenza tirante-puntone

Metodo Tirante-Puntone:		
$\lambda =$	0.81	
$N_c =$	935.46 kN	
$N_t =$	418.35 kN	
$P_{c,Rd} =$	2648.50 kN	ok
$P_{t,Rd} =$	680.76 kN	ok

Verrà definita secondo l'EC2 – 6.7, la resistenza allo schiacciamento del calcestruzzo:

Tabella 14.4: Verifica di resistenza del calcestruzzo allo schiacciamento

EC2 - 6.7: Resistenza CLS		
$A_{c0} =$	0.32 m ²	
$A_{c1} =$	1.07 m ²	
$F_{rdu}' =$	10711.28 kN	
$F_{rdu} =$	5355.64 kN	
Verifica	ok	

Come ultima verifica, viene studiato il comportamento a taglio, data la presenza di uno sforzo tagliante P elevato.

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Tabella 14.5: Verifica a taglio del baggio

VERIFICA A TAGLIO SECONDO D.M. 2018 ED EUROCODICE 2 (UNI EN 1992 1-1)			
Resistenza di calcolo dell'elemento senza armatura a taglio: V_{rd1}		(rif. cap. 4.1.2.3.5.1 del D.M. 2018)	
$V_{rd1} = \{ [0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c] + 0.15 \times \sigma_{cp} \} \times (b_w \times d)$			
con $V_{rd1} \geq V_{rd1min} = \{ V_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp} \} \times (b_w \times d)$			
$K = 1 + (200 / d)^{0.5} < 2.00$	$K =$	1.46	
$V_{min} = 0.035 \times K^{1.5} \times f_{ck}^{0.5}$	$V_{min} =$	0.35	N/mm ²
$\rho_1 = A_{s1} / (b_w d) \leq 0.02$	As1= area delle armature di trazione che si estendono non meno di d+lbnet oltre la sezione considerata		
	As1=	7.07	cm ² = 706.86 mm ²
	$\rho_1 =$	0.0008	
$\sigma_{cp} = -N_{sd} / A_c \leq 0.2 f_{cd}$	$\sigma_{cp} =$	-1.57	N/mm ²
	V _{rd1} =	-0	kN
	V _{rdmin} =	108	kN
	V _{rd1} =	107.69	kN
		OCCORRE ARMARE A TAGLIO	
Resistenza di calcolo dell'elemento con armatura a taglio		(rif. cap. 4.1.2.3.5.2 del D.M. 2018)	
Verifica delle bielle compresse: V_{rzd}			
$V_{rzd} = [0.9 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \times (\cot \theta + \cot \alpha)] / [1 + (\cot \theta)^2]$			
Definizione del coefficiente maggiorativo α_c	$\sigma_{cp} <$	0.00	$\Rightarrow \alpha_c =$ 1 membrature non compresse
	0.00 $= < \sigma_{cp} <$	4.53	$\Rightarrow \alpha_c =$ 0.91
	4.53 $= < \sigma_{cp} <=$	9.07	$\Rightarrow \alpha_c =$ 1.25
	9.07 $< \sigma_{cp} <$	19.83	$\Rightarrow \alpha_c =$ 2.50 membrature fortemente compresse
Essendo	$\sigma_{cp} =$	-1.57	N/mm ² si assume quindi $\alpha_c =$ 1
Resistenza a compr. ridotta	$f_{cd} =$	9.07	N/mm ² = 0.5 x f _{cd}
Angolo inclinazione As a taglio	$\alpha =$	90	° (45° per ferri piegati e 90° per staffe)
	$\alpha =$	1.57	rad
Angolo inclinazione puntoni comp	$\theta =$	45	° (compreso tra 21.8° e 45°)
	$\theta =$	0.79	rad
	V _{rzd} =	3839.28	kN
		OK - VERIFICA SODDISFATTA	
Verifica dell'armatura a taglio: V_{rzd}		(rif. cap. EC2-Par.9.2.2)	
$V_{rzd} = 0.9 \times d \times (A_{sw} / s) \times f_{yd} \times (\cot \theta + \cot \alpha) \times \sin \alpha$			
Area armatura a taglio	A _{sw} =	3.08	cm ² = 308 mm ²
Percentuale minima di armatura	$\rho_{w,min} =$	0.0010	mm = 0.08 x (F _{ck} ^{0.5}) / F _{yk}
Area minima di armatura a taglio	A _{w,min} =	100.57	mm ² = $\rho_{w,min} \times s \times B_w \times \sin \alpha$
	V _{rzd} =	1020.29	kN
		OK - VERIFICA SODDISFATTA	

15 CONCLUSIONI

La struttura in esame risulta verificata, si riporta di seguito una tabella riassuntiva delle armature di progetto:

Tabella 15.1: Armature di progetto

Elemento	Ferri longitudinali	Ferri trasversali
Paraghiaia	$\phi 24/20$	<i>Non necessari</i>
Muro frontale	$\phi 24/20$	<i>Non necessari</i>
Muro di risvolto	$\phi 26/10 + \phi 26/20$ (primo 1.5m) $\phi 26/10$ (altrove)	$\phi 12/10$ (3 bracci)
Platea fondazione	$\phi 16/10$	$\phi 16$ (cavallotti, 3 bracci/1.2m)
Pali di fondazione	32 $\phi 30$	spirale $\phi 16/20$ (primi 4 m) spirale $\phi 16/10$ (altrove)
Baggioli	9 $\phi 10$	$\phi 14/10$

Si rimanda alle tavole di progetto per la disposizione delle armature.