Parco Nazionale del Gran Paradiso
via della Rocca 47
10123 Torino
tel. 011 8606211
fax. 011 8121305
www.pngp.it

C.F. 80002210070
P. IVA. 03613870017

PROGETTO PER UN CENTRO VISITATORI NEL PARCO NAZIONALE GRAN PARADISO A CAMPIGLIA SOANA

LOCALIZZAZIONE

ITALIA	REGIONE PIEMONTE	PROVINCIA DI TORINO	COMUNE DI VALPRATO SOANA

PROGETTO ESECUTIVO _ PRIMO LOTTO FUNZIONALE

OGGETTO DELL'ELABORATO

RELAZIONE GEOTECNICA

CODICE ELABORATO	SCALA	DATA
DI12_CAMPIGLIA_ES1_0	1:50	13.11.09

REV.	DATA	DESCRIZIONE	DIS.TO	REV.TO	APP.TO
00	13.11.09	EMISSIONE	-	-	-

D26

COMMESSA	FILE
CMP_09	DI12_CAMPIGLIA_ES1_0

DATI PROGETTISTI

Architetto Hermann Kohllöffel Mandatario

Mandanti:

ing. Giuseppe Bongiorno
consulente strutture: Ingeo Associati, ing. Riccardo Sampietro

arch. Benedetto Camerana

Golder Associates srl - Metec&Saggese
ing. Salvatore Calì Quaglia - ing. Margherita Converso

arch. Alessandro Rigazio

arch. Andrea Tonin

TIMBRI - FIRME

ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI MILANO
DOTT. ING. Bongiorno Giuseppe
Sez. A Settori: a) civile e ambientale
n. 18330

DIRITTI D'AUTORE RISERVATI

UFFICIO DEL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO
Responsabile del Procedimento: arch. Elio Tompetrini
Responsabile dell'Ufficio Tecnico: arch. Barbara Rosai

FIRMA

SOMMARIO

1 INTRODUZIONE 1

2 CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA 2

2.1 ASPETTI GEOLOGICO – STRUTTURALI. 2

2.2 ASPETTI GEOMORFOLOGICI. 2

3 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA 3

VERIFICA PLINTI 120X120 4

3.1 SOLLECITAZIONI 4

3.2 PRESSIONI SUL TERRENO 5

3.3 VERIFICHE DEL PLINTO: 6

4 VERIFICA PLINTI 150X150 8

4.1 SOLLECITAZIONI 8

4.2 PRESSIONI SUL TERRENO 9

4.3 VERIFICHE DEL PLINTO: 10

5 VERIFICA MURI D'ALA 12

5.1 MURI H=208 12

5.2 MURI H=300 16

1 INTRODUZIONE

Nel 1998, il dott. geologo Paolo Quagliolo ha effettuato uno studio di compatibilità geomorfologica relativo al progetto preliminare del Giardino Alpino. L'obiettivo dello studio era la redazione di una carta della pericolosità geomorfologica della conoide del Rio Busiaire. Lo studio è stato condotto tramite una valutazione qualitativa e quantitativa della pericolosità, utilizzando i metodi semiempirici proposti nel Progetto Finalizzato Conoidi 1977 dal Settore Prevenzione del Rischio Geologico, Meteorologico e Sismico della Regione Piemonte.

Nel 2008, il dott. geologo Paolo Quagliolo ha redatto una relazione geologica comprensiva della caratterizzazione litostratigrafica ottenuta mediante l'esecuzione di due pozzetti esplorativi. Nella suddetta relazione il dott. Quagliolo fornisce una caratterizzazione geomeccanica del suolo.

La presente relazione riprende quindi le risultanze della relazione geologica e, verificate le attribuzioni di caratteristiche geomeccaniche del dott. Quagliolo, verifica la capacità portante del terreno di fondazione. L'ultimo capitolo della relazione riporta il dimensionamento dei plinti di fondazione e dei muri controterra.

Durante l'esecuzione delle indagini geologiche (scavi esplorativi fino alla profondità di tre metri) è stata riscontrata la presenza di grossi blocchi di dimensione plurimetrica (trovanti). Il numero e l'esatta dimensione di questi trovanti rappresenta un incerto geologico che non potrà essere esattamente quantificato fino a quando non si completeranno le attività di scavo.

2 CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA

Si riportano nel seguito gli aspetti geologico strutturali e geomorfologici così come descritto dal dott. Quagliolo

2.1 Aspetti geologico – strutturali.

Il bacino del Rio Busiaire si trova impostato, per tutta la sua estensione, nei litotipi della Falda pennidica del Gran Paradiso.

Dal punto di vista geologico si presenta pertanto privo di elementi particolarmente significativi, che possano incidere in maniera determinante sulle relative caratteristiche geomorfologiche. Il substrato litoide è formato da ortogneiss e gneiss minuti.

L'elemento strutturale di grande scala è rappresentato dal contatto tettonico (sovrascorrimento) tra la Falda del Gran Paradiso e la zona Piemontese, che segue grosso modo il fondovalle principale della Valle di Campiglia. A livello generale, l'immersione della scistosità è principalmente verso E, in quanto segue quella dei contatti tettonici principali.

L'analisi fotogeologica del Bacino del Rio Busiaire ha permesso di individuare alcuni lineamenti tettonici che rappresentano i sistemi principali. A questi va ricondotto il controllo strutturale di rilevanza locale, evidenziato dall'andamento geometrico di buona parte del reticolato idrografico.

2.2 Aspetti geomorfologici.

L'assetto geomorfologico attuale della Valle Soana è il risultato della sovrapposizione spaziale e temporale dei processi connessi alla dinamica fluviale, alla dinamica di versante ed alla dinamica glaciale, con effetti e velocità evolutive differenti in relazione all'assetto geologico e strutturale dell'area. Il paesaggio attuale è essenzialmente dovuto ai processi che hanno avuto inizio con le glaciazioni della fine del Pleistocene inferiore, e sono proseguiti durante tutto il quaternario con un susseguirsi di "pulsazioni" glaciali fino al Pleistocene superiore. Poi assumono un ruolo predominante i processi gravitativi e fluviali, mentre l'azione modellatrice dei ghiacciai resta confinata alla testata delle valli. In tal senso è importante sottolineare come i processi morfodinamici sono ancora molto attivi, e pertanto il paesaggio è da considerarsi ancora in "rapida" evoluzione: le frane di vario tipo e gli eventi alluvionali recenti ne sono la dimostrazione più evidente.

I litotipi del Gran Paradiso affioranti nel bacino in studio possono essere associati, sulla base delle tipologie di dissesto osservate, sostanzialmente a fenomeni di crollo, con formazione di falde di detrito al piede dei versanti rocciosi.

Il conoide rappresentata allo sbocco del vallone nel fondovalle, sulla quale sono previste le opere in Progetto, è il risultato dell'apporto detritico proveniente dal bacino, accumulato in successione temporale. Si rimanda alla relazione Geologica per un analasi dettagliata sulla pericolosità geomorfologica della conoide del Rio Busiaire

3 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Al fine di definire i parametri geotecnici del terreno di fondazione dell'edificio in progetto, è stata condotta un'indagine geognostica con utilizzo di escavatore di tipo "ragno". I pozzetti sono stati spinti fino alla quota di 3m dal piano di campagna.

La stratigrafia osservata è del tipo seguente:

Descrizione	Potenza media
1. Terreno vegetale con abbondante componente grossolana	0.4 m
2. Depositi di conoide alluvionale con abbondante componente detritica grossolana di pezzatura fino a metrica poco arrotondata in scarsa matrice sabbioso-limosa, di colore bruno	1.5 m
3. appaiono grossi blocchi di dimensione plurimetrica, caratterizzati da mutuo incastro, che l'escavatore non riesce a liberare completamente	Fondo scavo

Terreno di fondazione:

Peso di volume naturale: $\gamma = 2.0\ t / m^3$

Angolo di attrito: $\phi = 43°$

Angolo di attrito terreno muro: $\phi = 28{,}7°$

Coesione: $c' = 0\ kPa$

Materiale di reinterro:

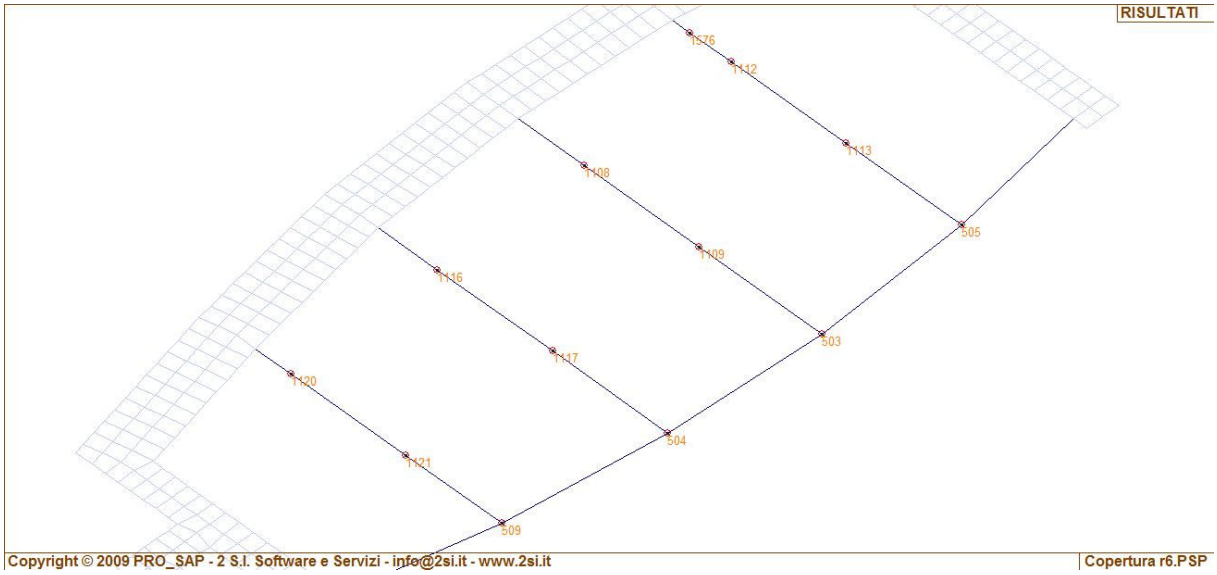
Peso di volume naturale: $\gamma = 1.8\ t / m^3$

Angolo di attrito: $\phi = 35°$

Angolo di attrito terreno muro: $\phi = 24{,}5°$

Coesione: $c' = 0\ kPa$

VERIFICA PLINTI 120X120



Il plinto 120x120 più sollecitato risulta essere il n.1120

3.1 Sollecitazioni

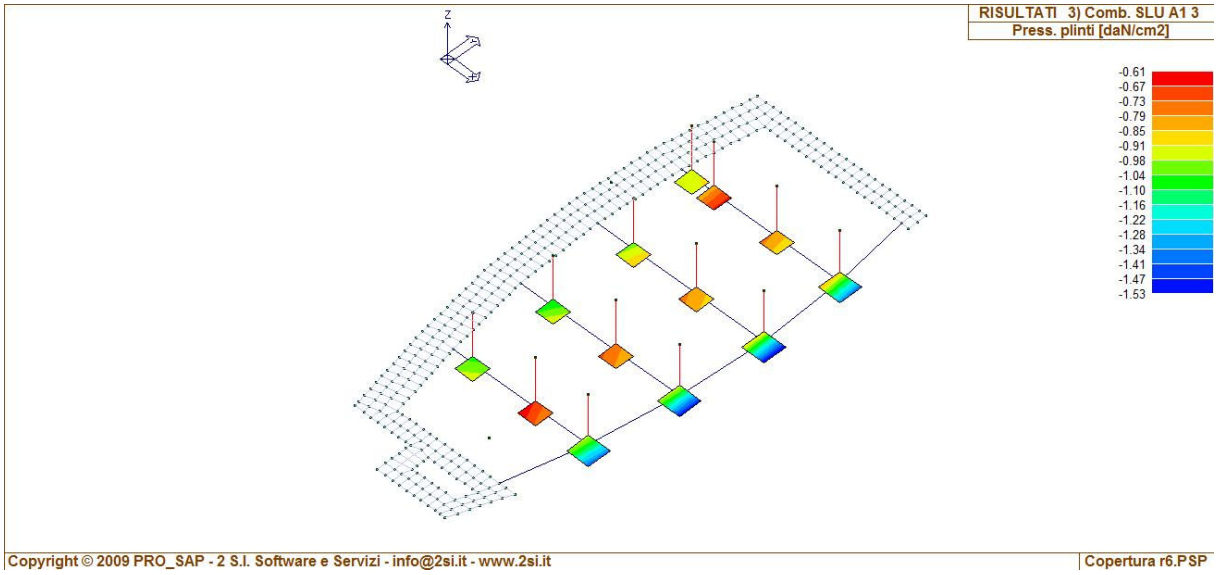
Sollecitazioni alla base del pilastro (forze daN; momenti daNcm):

Cmb.	Plinto	Tipo	Vx	Vy	N	Mx	My	T
1.	1120	SLU STR.	4124,9	187,0	-11020,0	-3165,0	-176000,0	-2040,3
2.	1120	SLU STR.	3166,0	136,6	-9235,5	-3162,1	-133900,0	-1473,3
3.	1120	SLU STR.	4110,9	173,5	-12430,0	-4512,5	-173200,0	-1862,0
4.	1120	SLU STR.	3151,9	123,1	-10640,0	-4509,6	-131100,0	-1295,1
5.	1120	SLU STR.	4126,5	187,0	-11020,0	-3170,4	-176100,0	-2039,8
6.	1120	SLU STR.	3167,5	136,6	-9237,1	-3167,5	-134000,0	-1472,8
7.	1120	SLU STR.	4130,9	206,5	-11010,0	-2749,2	-176000,0	-2231,4
8.	1120	SLU STR.	3171,9	156,2	-9224,6	-2746,3	-133900,0	-1664,5
9.	1120	SLU STR.	4116,8	193,1	-12420,0	-4096,8	-173200,0	-2053,2
10.	1120	SLU STR.	3157,8	142,7	-10630,0	-4093,8	-131100,0	-1486,2
11.	1120	SLU STR.	4136,4	219,6	-11010,0	-2477,5	-176100,0	-2358,4
12.	1120	SLU STR.	3177,4	169,2	-9218,9	-2474,5	-134100,0	-1791,4
13.	1120	SLU A1 sism.	2929,1	153,6	-6398,8	-468,5	-130700,0	-1661,1
14.	1120	SLU A1 sism.	3451,5	170,3	-6760,0	-748,9	-147400,0	-1960,3
15.	1120	SLU A1 sism.	2961,6	149,3	-6394,0	-880,3	-131600,0	-1607,9
16.	1120	SLU A1 sism.	3418,9	174,6	-6764,9	-337,0	-146400,0	-2013,4
17.	1120	SLU A1 sism.	3120,1	-99,9	-6689,6	-6564,4	-137900,0	772,8
18.	1120	SLU A1 sism.	3260,4	423,8	-6469,2	5347,0	-140200,0	-4394,1
19.	1120	SLU A1 sism.	3126,4	-101,7	-6688,5	-6687,5	-138100,0	793,7
20.	1120	SLU A1 sism.	3254,2	425,6	-6470,3	5470,2	-140000,0	-4415,1
21.	1120	SLE Rare	3176,2	147,1	-8142,0	-2111,3	-136000,0	-1612,2
22.	1120	SLE Rare	3166,8	138,1	-9078,6	-3009,7	-134200,0	-1493,3
23.	1120	SLE Rare	3177,2	147,1	-8143,0	-2114,9	-136100,0	-1611,9
24.	1120	SLE Rare	3180,1	160,1	-8134,8	-1834,1	-136100,0	-1739,6
25.	1120	SLE Rare	3170,7	151,1	-9071,4	-2732,5	-134200,0	-1620,8
26.	1120	SLE Rare	3183,8	168,8	-8130,9	-1652,9	-136100,0	-1824,3
27.	1120	SLE Freq.	3190,3	162,0	-6579,4	-608,7	-139000,0	-1810,7
28.	1120	SLE Freq.	3180,9	153,0	-7516,1	-1507,0	-137200,0	-1691,9
29.	1120	SLE Freq.	3190,8	162,0	-6579,9	-610,5	-139100,0	-1810,5
30.	1120	SLE Freq.	3192,1	166,3	-6577,5	-518,1	-139100,0	-1853,0
31.	1120	SLE Quasi P.	3190,3	162,0	-6579,4	-608,7	-139000,0	-1810,7

Sollecitazioni alla base della fondazione (forze daN; momenti daNcm):

Cmb.	Plinto	Tipo	Vx	Vy	N	Mx	My	T
1.	1120	SLU STR.	4124,9	187,0	-12892,0	-10644,6	-11002,4	-2040,3
2.	1120	SLU STR.	3166,0	136,6	-10675,5	-8626,1	-7260,8	-1473,3
3.	1120	SLU STR.	4110,9	173,5	-14302,0	-11453,7	-8766,0	-1862,0
4.	1120	SLU STR.	3151,9	123,1	-12080,0	-9435,2	-5024,4	-1295,1
5.	1120	SLU STR.	4126,5	187,0	-12892,0	-10651,2	-11040,8	-2039,8
6.	1120	SLU STR.	3167,5	136,6	-10677,1	-8632,7	-7299,2	-1472,8
7.	1120	SLU STR.	4130,9	206,5	-12882,0	-11010,8	-10765,2	-2231,4
8.	1120	SLU STR.	3171,9	156,2	-10664,6	-8992,3	-7023,6	-1664,5
9.	1120	SLU STR.	4116,8	193,1	-14292,0	-11820,0	-8528,4	-2053,2
10.	1120	SLU STR.	3157,8	142,7	-12070,0	-9801,4	-4786,8	-1486,2
11.	1120	SLU STR.	4136,4	219,6	-12882,0	-11261,9	-10645,2	-2358,4
12.	1120	SLU STR.	3177,4	169,2	-10658,9	-9243,3	-7003,6	-1791,4
13.	1120	SLU A1 sism.	2929,1	153,6	-7838,8	-6612,9	-13537,6	-1661,1
14.	1120	SLU A1 sism.	3451,5	170,3	-8200,0	-7562,5	-9340,8	-1960,3
15.	1120	SLU A1 sism.	2961,6	149,3	-7834,0	-6853,9	-13134,4	-1607,9
16.	1120	SLU A1 sism.	3418,9	174,6	-8204,9	-7321,4	-9644,0	-2013,4
17.	1120	SLU A1 sism.	3120,1	-99,9	-8129,6	-2569,6	-13095,6	772,8
18.	1120	SLU A1 sism.	3260,4	423,8	-7909,2	-11605,8	-9782,8	-4394,1
19.	1120	SLU A1 sism.	3126,4	-101,7	-8128,5	-2620,3	-13045,6	793,7
20.	1120	SLU A1 sism.	3254,2	425,6	-7910,3	-11555,0	-9832,8	-4415,1
21.	1120	SLE Rare	3176,2	147,1	-9582,0	-7993,3	-8953,6	-1612,2
22.	1120	SLE Rare	3166,8	138,1	-10518,6	-8532,9	-7529,2	-1493,3
23.	1120	SLE Rare	3177,2	147,1	-9583,0	-7997,7	-9012,4	-1611,9
24.	1120	SLE Rare	3180,1	160,1	-9574,8	-8237,7	-8895,2	-1739,6
25.	1120	SLE Rare	3170,7	151,1	-10511,4	-8776,9	-7370,8	-1620,8
26.	1120	SLE Rare	3183,8	168,8	-9570,9	-8404,9	-8748,8	-1824,3
27.	1120	SLE Freq.	3190,3	162,0	-8019,4	-7087,9	-11389,2	-1810,7
28.	1120	SLE Freq.	3180,9	153,0	-8956,1	-7627,0	-9964,8	-1691,9
29.	1120	SLE Freq.	3190,8	162,0	-8019,9	-7090,1	-11468,8	-1810,5
30.	1120	SLE Freq.	3192,1	166,3	-8017,5	-7171,3	-11416,0	-1853,0
31.	1120	SLE Quasi P.	3190,3	162,0	-8019,4	-7087,9	-11389,2	-1810,7

3.2 Pressioni sul terreno



Coordinate vertici della base di fondazione:

Vertice	x (cm)	y (cm)
1	60,0	60,0
2	60,0	-60,0
3	-60,0	-60,0
4	-60,0	60,0

Pressione sul terreno ai vertici della base (daN/cmq):

Cmb.Plinto	Tipo	P1	P2	P3	P4	Note:
1. 1120	SLU STR.	-0,89	-0,82	-0,90	-0,97	Tutta compressa
2. 1120	SLU STR.	-0,75	-0,69	-0,74	-0,80	Tutta compressa
3. 1120	SLU STR.	-1,00	-0,92	-0,98	-1,06	Tutta compressa
4. 1120	SLU STR.	-0,85	-0,79	-0,82	-0,89	Tutta compressa
5. 1120	SLU STR.	-0,89	-0,82	-0,90	-0,97	Tutta compressa
6. 1120	SLU STR.	-0,75	-0,69	-0,74	-0,80	Tutta compressa
7. 1120	SLU STR.	-0,90	-0,82	-0,89	-0,97	Tutta compressa
8. 1120	SLU STR.	-0,75	-0,68	-0,73	-0,80	Tutta compressa
9. 1120	SLU STR.	-1,00	-0,92	-0,98	-1,06	Tutta compressa
10. 1120	SLU STR.	-0,86	-0,79	-0,82	-0,89	Tutta compressa
11. 1120	SLU STR.	-0,90	-0,82	-0,89	-0,97	Tutta compressa
12. 1120	SLU STR.	-0,75	-0,68	-0,73	-0,80	Tutta compressa
13. 1120	SLU A1 sism.	-0,52	-0,47	-0,57	-0,61	Tutta compressa
14. 1120	SLU A1 sism.	-0,56	-0,51	-0,58	-0,63	Tutta compressa
15. 1120	SLU A1 sism.	-0,52	-0,47	-0,57	-0,61	Tutta compressa
16. 1120	SLU A1 sism.	-0,56	-0,51	-0,58	-0,63	Tutta compressa
17. 1120	SLU A1 sism.	-0,53	-0,51	-0,60	-0,62	Tutta compressa
18. 1120	SLU A1 sism.	-0,56	-0,47	-0,54	-0,62	Tutta compressa
19. 1120	SLU A1 sism.	-0,53	-0,51	-0,60	-0,62	Tutta compressa
20. 1120	SLU A1 sism.	-0,56	-0,48	-0,54	-0,62	Tutta compressa

Pressione massima = -1,06 daN/cmq (Cmb. n.3 Plinto n.1120)

3.3 Verifiche del plinto:

Verifica armatura dir. X

Sezioni maggiormente sollecitate:

Sezioni tangenti alla sagoma del pilastro.

Sez.1-1: ||y, x = 12,5 cm

Sez.2-2: ||y, x = -12,5 cm

	Sez.1-1		Sez.2-2	
Cmb.Plinto	V(daN)	M(daN cm)	V(daN)	M(daN cm)
1.1120	4230,5	99792,5	4493,6	107406,4
2.1120	3568,9	84311,1	3742,5	89335,7
3.1120	4815,4	113821,8	5025,0	119888,1
4.1120	4151,6	98288,6	4271,7	101765,6
5.1120	4230,1	99779,3	4494,1	107419,7
6.1120	3569,1	84312,3	3743,6	89363,5
7.1120	4229,4	99780,6	4486,9	107230,3
8.1120	3567,4	84290,9	3735,4	89151,4
9.1120	4814,3	113810,0	5018,2	119711,9
10.1120	4150,5	98276,8	4264,9	101589,4
11.1120	4230,8	99822,1	4485,4	107188,8
12.1120	3565,4	84243,9	3732,9	89090,6
13.1120	2371,0	55471,5	2694,7	64839,8
14.1120	2564,2	60319,3	2787,5	66783,3
15.1120	2373,9	55565,6	2688,0	64654,9
16.1120	2562,4	60259,7	2793,1	66933,6
17.1120	2491,4	58358,2	2804,6	67420,6
18.1120	2443,8	57432,6	2677,7	64202,5
19.1120	2491,6	58365,2	2803,5	67393,1
20.1120	2443,6	57425,5	2678,7	64230,0

Copriferro = 5,0 cm

Verifiche sezioni maggiormente sollecitate:

Sezione 2-2:

Momento (+) massimo = 119888,1 daN cm (Cmb. n.3 Plinto n.1120)

Taglio massimo = 5025,0 daN (Cmb. n.3 Plinto n.1120)

Armatura inferiore = 12,06 cmq (6 Ø 16)

Armatura superiore = 12,06 cmq (6 Ø 16)

Ver. Sd/Su con sollecitazioni ultime proporzionali = 0,08 Ok

Verifica armatura dir. Y

Sforzo nell'armatura inferiore calcolato con il metodo delle bielle.

Angolo di diffusione dello sforzo compressione nel plinto = atn(A) = atn((B/4-b/4)/H) = 26,6°

Sforzo di trazione = Ra = (N max tan(A) + Mx / SpPlinto) / 2 = 3163,9 daN

Armatura = 12,06 cmq (6 Ø 16)

Sforzo di trazione ultimo = 47205,85 daN Ok

Punzonamento:

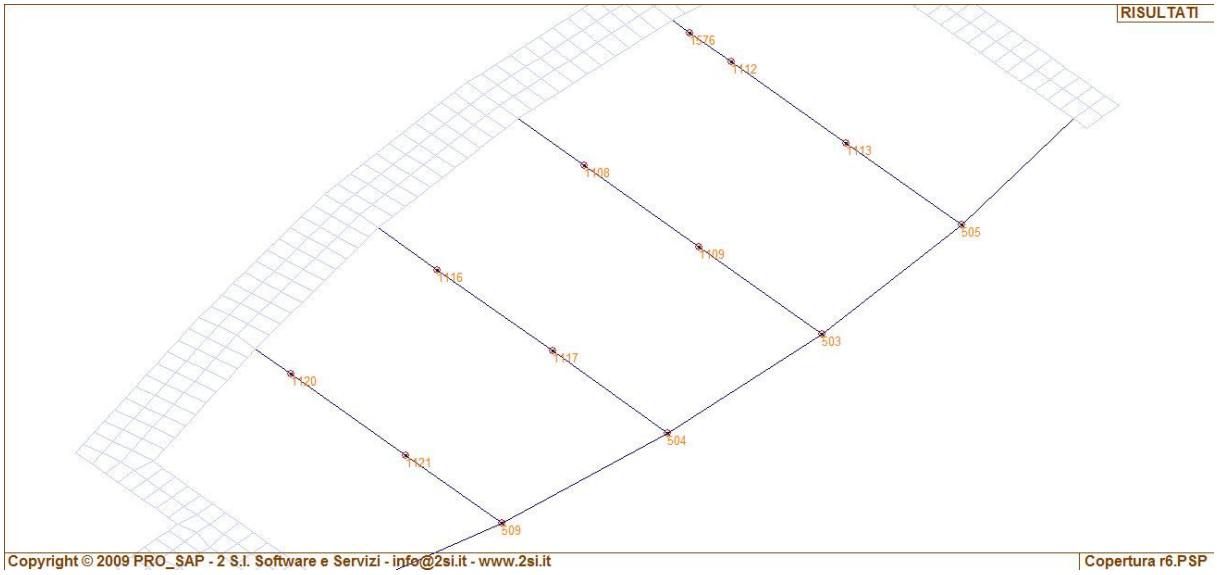
Carico massimo trasmesso dal pilastro = -12430,00 daN (Cmb. n.3 Plinto n.1120)

Angolo di diffusione degli sforzi tangenziali: 45° rispetto la base

fctd = 15,39 daN/cmq

Res.ultima al punzonamento CLS = 0,5 p h fctd = 89242,66 daN > N => Armatura non richiesta.

4 VERIFICA PLINTI 150X150



Il plinto 150x150 più sollecitato risulta essere il n.504

4.1 Sollecitazioni

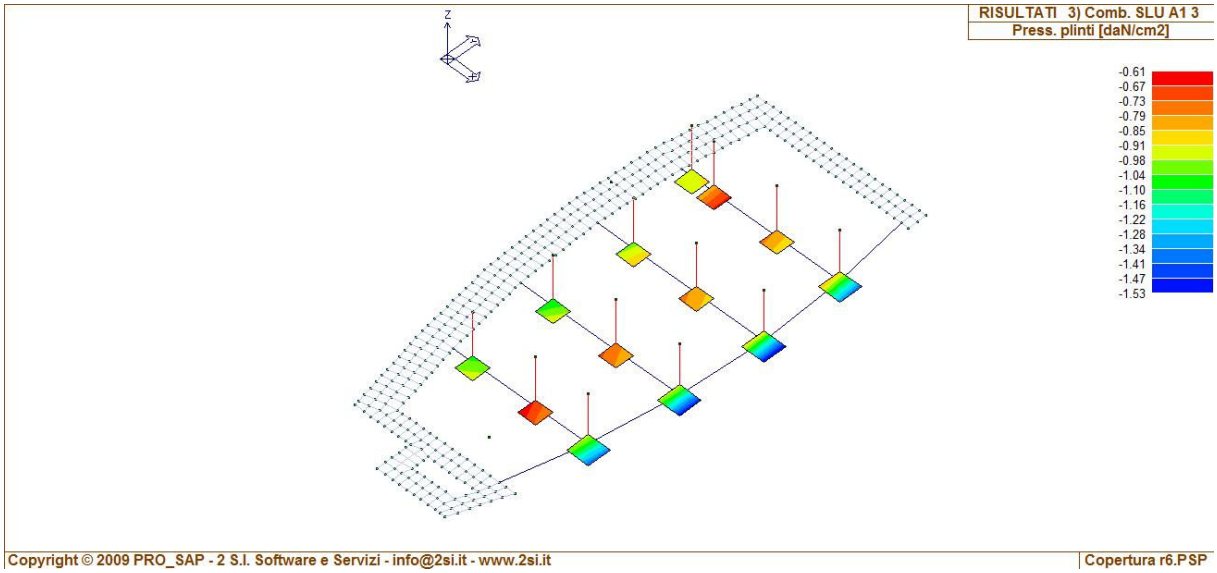
Sollecitazioni alla base del pilastro (forze daN; momenti daNcm):

Cmb.Plinto	Tipo	Vx	Vy	N	Mx	My	T
1.504	SLU STR.	4531,9	-136,4	-20120,0	-4232,5	-39100,0	403,0
2.504	SLU STR.	3481,9	-105,9	-17820,0	-3453,6	-21220,0	213,4
3.504	SLU STR.	4524,0	-138,1	-24430,0	-4604,0	-22850,0	223,1
4.504	SLU STR.	3474,0	-107,6	-22140,0	-3825,1	-4968,0	33,5
5.504	SLU STR.	4532,1	-136,5	-20190,0	-4226,2	-38790,0	403,7
6.504	SLU STR.	3482,0	-105,9	-17900,0	-3447,3	-20920,0	214,1
7.504	SLU STR.	4533,6	-117,9	-20010,0	-4280,7	-39650,0	459,1
8.504	SLU STR.	3483,6	-87,4	-17720,0	-3501,8	-21770,0	269,5
9.504	SLU STR.	4525,7	-119,6	-24330,0	-4652,2	-23400,0	279,3
10.504	SLU STR.	3475,6	-89,1	-22030,0	-3873,3	-5516,6	89,7
11.504	SLU STR.	4534,9	-105,6	-20010,0	-4306,5	-39710,0	497,3
12.504	SLU STR.	3484,8	-75,1	-17720,0	-3527,6	-21830,0	307,7
13.504	SLU A1 sism.	3288,8	-122,5	-9381,2	-3705,0	-51660,0	317,1
14.504	SLU A1 sism.	3704,4	-82,5	-9762,8	-1817,8	-53090,0	786,9
15.504	SLU A1 sism.	3300,0	-90,2	-9372,3	-3314,1	-51980,0	458,6
16.504	SLU A1 sism.	3693,2	-114,9	-9771,7	-2208,7	-52770,0	645,4
17.504	SLU A1 sism.	3478,5	-312,5	-9573,0	-2455,5	-51490,0	-17,1
18.504	SLU A1 sism.	3514,7	107,4	-9571,0	-3067,3	-53260,0	1121,1
19.504	SLU A1 sism.	3480,9	-302,5	-9573,3	-2238,9	-51570,0	15,9
20.504	SLU A1 sism.	3512,3	97,5	-9570,7	-3283,9	-53180,0	1088,2
21.504	SLE Rare	3488,0	-104,5	-14430,0	-3167,8	-34010,0	352,9
22.504	SLE Rare	3482,7	-105,7	-17310,0	-3415,5	-23180,0	233,0
23.504	SLE Rare	3488,1	-104,6	-14480,0	-3163,6	-33810,0	353,4
24.504	SLE Rare	3489,1	-92,2	-14360,0	-3200,0	-34380,0	390,3
25.504	SLE Rare	3483,8	-93,3	-17240,0	-3447,6	-23540,0	270,4
26.504	SLE Rare	3489,9	-84,0	-14360,0	-3217,1	-34420,0	415,8
27.504	SLE Freq.	3496,6	-102,5	-9572,0	-2761,4	-52380,0	552,0
28.504	SLE Freq.	3491,3	-103,7	-12450,0	-3009,1	-41540,0	432,1
29.504	SLE Freq.	3496,7	-102,5	-9595,6	-2759,3	-52270,0	552,3
30.504	SLE Freq.	3497,0	-98,4	-9571,9	-2770,0	-52400,0	564,7
31.504	SLE Quasi P.	3496,6	-102,5	-9572,0	-2761,4	-52380,0	552,0

Sollecitazioni alla base della fondazione (forze daN; momenti daNcm):

Cmb.Plinto	Tipo	Vx	Vy	N	Mx	My	T
1.504	SLU STR.	4531,9	-136,4	-23045,0	1223,5	142176,8	403,0
2.504	SLU STR.	3481,9	-105,9	-20070,0	781,2	118055,2	213,4
3.504	SLU STR.	4524,0	-138,1	-27355,0	920,8	158110,4	223,1
4.504	SLU STR.	3474,0	-107,6	-24390,0	478,9	133990,8	33,5
5.504	SLU STR.	4532,1	-136,5	-23115,0	1232,6	142492,8	403,7
6.504	SLU STR.	3482,0	-105,9	-20150,0	790,3	118361,2	214,1
7.504	SLU STR.	4533,6	-117,9	-22935,0	435,3	141693,2	459,1
8.504	SLU STR.	3483,6	-87,4	-19970,0	-7,0	117572,0	269,5
9.504	SLU STR.	4525,7	-119,6	-27255,0	132,7	157626,8	279,3
10.504	SLU STR.	3475,6	-89,1	-24280,0	-309,7	133509,0	89,7
11.504	SLU STR.	4534,9	-105,6	-22935,0	-80,9	141684,0	497,3
12.504	SLU STR.	3484,8	-75,1	-19970,0	-523,2	117562,4	307,7
13.504	SLU A1 sism.	3288,8	-122,5	-11631,2	1196,6	79890,8	317,1
14.504	SLU A1 sism.	3704,4	-82,5	-12012,8	1482,2	95087,2	786,9
15.504	SLU A1 sism.	3300,0	-90,2	-11622,3	291,9	80021,2	458,6
16.504	SLU A1 sism.	3693,2	-114,9	-12021,7	2386,9	94956,8	645,4
17.504	SLU A1 sism.	3478,5	-312,5	-11823,0	10043,7	87651,2	-17,1
18.504	SLU A1 sism.	3514,7	107,4	-11821,0	-7364,9	87326,8	1121,1
19.504	SLU A1 sism.	3480,9	-302,5	-11823,3	9862,3	87664,4	15,9
20.504	SLU A1 sism.	3512,3	97,5	-11820,7	-7183,5	87313,6	1088,2
21.504	SLE Rare	3488,0	-104,5	-16680,0	1012,2	105508,4	352,9
22.504	SLE Rare	3482,7	-105,7	-19560,0	810,5	116127,6	233,0
23.504	SLE Rare	3488,1	-104,6	-16730,0	1018,4	105712,4	353,4
24.504	SLE Rare	3489,1	-92,2	-16610,0	486,9	105182,8	390,3
25.504	SLE Rare	3483,8	-93,3	-19490,0	284,8	115812,0	270,4
26.504	SLE Rare	3489,9	-84,0	-16610,0	142,5	105176,4	415,8
27.504	SLE Freq.	3496,6	-102,5	-11822,0	1339,4	87484,0	552,0
28.504	SLE Freq.	3491,3	-103,7	-14700,0	1137,7	98113,2	432,1
29.504	SLE Freq.	3496,7	-102,5	-11845,6	1342,3	87596,0	552,3
30.504	SLE Freq.	3497,0	-98,4	-11821,9	1167,2	87480,8	564,7
31.504	SLE Quasi P.	3496,6	-102,5	-11822,0	1339,4	87484,0	552,0

4.2 Pressioni sul terreno



Coordinate vertici della base di fondazione:

Vertice	x (cm)	y (cm)
1	75,0	75,0
2	75,0	-75,0
3	-75,0	-75,0
4	-75,0	75,0

Pressione sul terreno ai vertici della base (daN/cmq):

Cmb.Plinto	Tipo	P1	P2	P3	P4	Note:
1.504	SLU STR.	-1,27	-1,28	-0,77	-0,77	Tutta compressa
2.504	SLU STR.	-1,10	-1,10	-0,68	-0,68	Tutta compressa
3.504	SLU STR.	-1,50	-1,50	-0,94	-0,93	Tutta compressa
4.504	SLU STR.	-1,32	-1,32	-0,85	-0,84	Tutta compressa
5.504	SLU STR.	-1,28	-1,28	-0,78	-0,77	Tutta compressa
6.504	SLU STR.	-1,10	-1,11	-0,69	-0,68	Tutta compressa
7.504	SLU STR.	-1,27	-1,27	-0,77	-0,77	Tutta compressa
8.504	SLU STR.	-1,10	-1,10	-0,68	-0,68	Tutta compressa
9.504	SLU STR.	-1,49	-1,49	-0,93	-0,93	Tutta compressa
10.504	SLU STR.	-1,32	-1,32	-0,84	-0,84	Tutta compressa
11.504	SLU STR.	-1,27	-1,27	-0,77	-0,77	Tutta compressa
12.504	SLU STR.	-1,10	-1,10	-0,68	-0,68	Tutta compressa
13.504	SLU A1 sism.	-0,66	-0,66	-0,38	-0,37	Tutta compressa
14.504	SLU A1 sism.	-0,70	-0,71	-0,37	-0,36	Tutta compressa
15.504	SLU A1 sism.	-0,66	-0,66	-0,37	-0,37	Tutta compressa
16.504	SLU A1 sism.	-0,70	-0,71	-0,37	-0,36	Tutta compressa
17.504	SLU A1 sism.	-0,66	-0,70	-0,39	-0,35	Tutta compressa
18.504	SLU A1 sism.	-0,69	-0,67	-0,36	-0,38	Tutta compressa
19.504	SLU A1 sism.	-0,66	-0,70	-0,39	-0,35	Tutta compressa
20.504	SLU A1 sism.	-0,69	-0,67	-0,36	-0,38	Tutta compressa

Pressione massima = -1,50 daN/cmq (Cmb. n.3 Plinto n.504)

4.3 Verifiche del plinto:

Verifica armatura dir. X

Sezioni maggiormente sollecitate:

Sezioni tangenti alla sagoma del pilastro.

Sez.1-1: ||y, x = 12,5 cm

Sez.2-2: ||y, x = -12,5 cm

	Sez.1-1		Sez.2-2	
Cmb.Plinto	V(daN)	M(daN cm)	V(daN)	M(daN cm)
1.504	9765,6	315460,0	7001,1	208498,3
2.504	8572,8	276438,6	6277,2	187623,9
3.504	11716,4	377573,3	8642,0	258624,6
4.504	10527,7	338682,9	7922,3	237879,6
5.504	9797,8	316490,4	7027,2	209290,9
6.504	8609,1	277595,3	6307,6	188550,5
7.504	9715,1	313845,8	6959,9	207247,9
8.504	8526,4	274954,7	6240,3	186503,6
9.504	11670,0	376089,3	8605,0	257504,4
10.504	10477,2	337069,3	7881,2	236628,5
11.504	9715,0	313842,3	6960,0	207251,4
12.504	8526,3	274951,1	6240,4	186507,2
13.504	4685,6	152202,8	3132,1	92099,8
14.504	4992,3	162887,5	3143,4	91352,0
15.504	4683,1	152136,0	3127,1	91934,8
16.504	4994,7	162954,5	3148,4	91517,1
17.504	4840,9	157619,1	3136,6	91677,8
18.504	4836,9	157471,3	3138,9	91774,0
19.504	4841,2	157628,1	3136,6	91676,9
20.504	4836,7	157462,3	3138,9	91775,0

Copriferro = 5,0 cm

Verifiche sezioni maggiormente sollecitate:

Sezione 1-1:

Momento (+) massimo = 377573,3 daN cm (Cmb. n.3 Plinto n.504)

Taglio massimo = 11716,4 daN (Cmb. n.3 Plinto n.504)

Armatura inferiore = 14,07 cmq (7 Ø 16)

Armatura superiore = 14,07 cmq (7 Ø 16)

Ver. Sd/Su con sollecitazioni ultime proporzionali = 0,21 Ok

Verifica armatura dir. Y

Sezioni maggiormente sollecitate:

Sezioni tangenti alla sagoma del pilastro.

Sez.3-3: ||x, y = 20,0 cm

Sez.4-4: ||x, y = -20,0 cm

	Sez.3-3		Sez.4-4	
Cmb.Plinto	V(daN)	M(daN cm)	V(daN)	M(daN cm)
1.504	7366,0	202503,8	7388,7	203249,5
2.504	6526,7	179446,9	6541,3	179923,1
3.504	8949,1	246055,2	8966,2	246616,4
4.504	8113,6	223099,0	8122,4	223391,0
5.504	7391,6	203206,9	7414,5	203958,2
6.504	6556,0	180250,8	6570,7	180732,5
7.504	7333,0	201634,8	7341,0	201900,1
8.504	6497,4	178678,8	6497,3	178674,5
9.504	8919,8	245287,1	8922,2	245367,9
10.504	8080,5	222230,2	8074,8	222041,5
11.504	7337,8	201792,1	7336,2	201742,8
12.504	6502,2	178836,1	6492,5	178517,2
13.504	3428,7	94229,3	3450,9	94958,6
14.504	3565,9	97989,9	3593,5	98893,3
15.504	3433,8	94415,3	3439,2	94593,2
16.504	3560,8	97804,0	3605,1	99258,8
17.504	3416,8	93467,0	3603,4	99588,5
18.504	3577,8	98752,2	3441,0	94263,4
19.504	3418,6	93525,4	3601,8	99536,3
20.504	3576,0	98693,8	3442,5	94315,6

Sezione 4-4:

Momento (+) massimo = 246616,4 daN cm (Cmb. n.3 Plinto n.504)

Taglio massimo = 8966,2 daN (Cmb. n.3 Plinto n.504)

Armatura inferiore = 14,07 cmq (7 Ø 16)

Armatura superiore = 14,07 cmq (7 Ø 16)

Ver. Sd/Su con sollecitazioni ultime proporzionali = 0,14 Ok

Punzonamento:

Carico massimo trasmesso dal pilastro = -24430,00 daN (Cmb. n.3 Plinto n.504)

Angolo di diffusione degli sforzi tangenziali: 45° rispetto la base

fctd = 15,39 daN/cmq

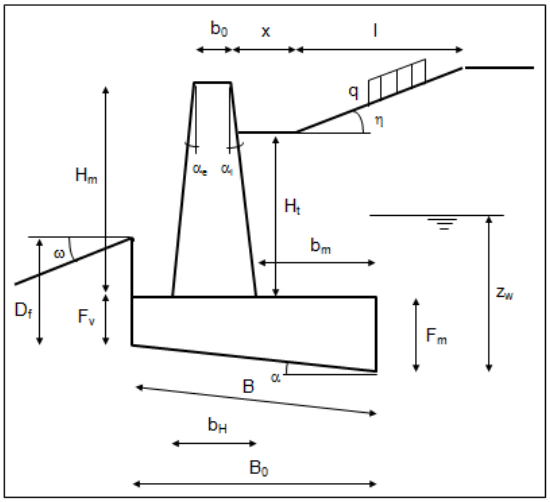
Res.ultima al punzonamento CLS = 0,5 p h fctd = 89242,66 daN > N => Armatura non richiesta.

5 VERIFICA MURI D'ALA

5.1 MURI H=208

CAMPIGLIA SOANA
Muro controterra H=208cm

GEOMETRIA MURO			
Descrizione	Simbolo	Dim.	u.m.
Altezza	H_m	2,08	m
Spessore in sommità	b_0	0,20	m
Pendenza scarpa esterna (tg α_e)	p_e	0,00	%
Pendenza scarpa interna (tg α_i)	p_i	0,05	%
Inclinaz. paramento interno risp. verticale	β	2,58	gradi
Spessore del muro alla base	b_H	0,29	m
Larghezza fondazione a monte	b_m	1,40	m
Larghezza fondazione a valle	b_v	0,30	m
Ingombro fondazione (proiez. orizzontale)	B_o	1,99	m
Altezza fondazione lato monte	F_m	0,40	m
Altezza fondazione lato valle	F_v	0,40	m
Inclinazione della base di fondazione	α	0,00	gradi
Larghezza effettiva della fondazione	B	1,99	m
Profondità del piano di posa	D_f	0,65	m
Inclinazione piano di campagna	ω	0,00	gradi
Ricoprimento armature	cf	0,05	m



GEOMETRIA DEL TERRENO			
Descrizione	Simbolo	Dim.	u.m.
Altezza del terreno a monte	H_t	2,20	m
Angolo di inclinazione del terreno	η	15,00	gradi
Lunghezza tratto inclinato	l	20,00	m
Lunghezza tratto iniz.orizzontale a quota H_t	x	0,00	m
Pos. della falda (rif. alla q.minima fondaz.)	z_w	0,00	m

TERRENO DI MONTE			
Descrizione	Simbolo	Dim.	u.m.
Angolo di attrito interno	ϕ'_{tm}	35	gradi
Peso specifico	γ_{tm}	1,8	t/m^3
Angolo di attrito terra-muro ($\leq 0.6 \cdot \phi'_{tm}$)	δ	24,5	gradi

TERRENO DI FONDAZIONE			
Descrizione	Simbolo	Dim.	u.m.
Angolo di attrito interno	ϕ'_{tf}	35	gradi
Peso specifico	γ_{tf}	2,0	t/m^3
Angolo di attrito terra-fondazione*	δ_{tf}	35	gradi
Coesione	c'	0,00	t/m^2
Coefficiente d'attrito terra-fondazione	tan δ_{tf}	0,700	

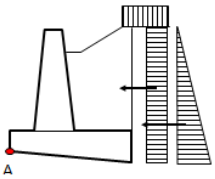
CONDIZIONI DI CARICO			
Descrizione	Simbolo	Dim.	u.m.
Accellerazione orizzontale massima	a_g / g	0,07	
Fattore di suolo orizzontale	S_h	1,00	
Fattore riduttivo	r	2,00	
Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0,0350	
Coefficiente sismico verticale	k_v	0,0175	
θ = arctan $k_h/(1+k_v)$	θ	2,04	gradi
Sovracc. permanente (uniforme) sul terreno	qp		t/m^2
Sovracc. accidentale (uniforme) sul terreno	qa	1,0	t/m^2

COMBINAZIONI DI CARICO			
Descrizione	Simbolo		
SLU		**A1/M1**	**A2/M2**
Coefficiente di combinazione permanenti	γ_G	1,40	1,00
Coefficiente di combinazione variabili	γ_Q	1,50	1,30
Coef. parziale x angolo d'attrito	$\gamma_{\varphi'}$	1,00	1,25
Coef. parziale x coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
SLU Sismica			
Fattore importanza	γ_I	1,0	
Coeff. riduz.sovracc. (per verifica sismica)	ψ_{0s}	0,3	
SLE			
Rare: Coefficiente di combinazione variabili	ψ_0	0,7	
Freq: Coefficiente di combinazione variabili	ψ_1	0,5	
Perm: Coefficiente di combinazione variabili	ψ_2	0,3	

VERIFICHE DI STABILITA'

N.B. Nel calcolo sono stati trascurati i contributi forniti dalla spinta passiva a valle dello zoccolo di fondazione e dall'adesione alla base.

Risultante carichi verticali	$V = \gamma_G(\Sigma W_{1\text{-}9} + V_a + V_p) + \gamma_Q(V_q)$
Risultante carichi orizzontali	$H = \gamma_G(H_a + H_p + Sw) + \gamma_Q(H_q) + \gamma_I \cdot E$
Comp. normale al piano di posa	$N = V \cdot \cos\alpha + H \cdot \text{sen}\,\alpha$
Comp. tang. al piano di posa	$T = H \cdot \cos\alpha - V \cdot \text{sen}\,\alpha$
Momento stabilizzante	$M^S = \gamma_G(M^s_A + V_a \cdot b_{Va} + V_p \cdot b_{Vp}) + \gamma_Q(V_q \cdot b_{Vq})$
Momento ribaltante	$M^R = \gamma_G(H_a \cdot b_{Ha} + Hp \cdot b_{Hp}) + \gamma_Q(H_q \cdot b_{Hq} + Sw \cdot b_{Sw})$
Momento stabilizzante sismico	$M^S_S = \gamma_G(M^s_A + V_{as} \cdot b_{Vas} + V_{ps} \cdot b_{Vps}) + \psi_{2s} \cdot \gamma_Q(V_{qs} \cdot b_{Vqs})$
Momento ribaltante sismico	$M^R_S = \gamma_G(M^r_I + H_a \cdot b_{Ha} + H_p \cdot b_{Hp}) + \psi_{2s} \cdot \gamma_G(H_q \cdot b_{Hq} + \Delta F \cdot b_{\Delta F} + Sw \cdot b_{Sw})$



VALORI CARATTERISTICI DELLE SOLLECITAZIONI

	M1			M2			SISMA		
	Perm	Variab.		Perm	Variab.		Perm	Variab.	Sismico
V_1 =	10,631	0,399	V_2 =	10,730	0,435	V_s =	9,555	0,000	0,000
H_1 =	2,361	0,875	H_2 =	3,301	1,222	H_s =	2,760	1,022	0,334
N_1 =	10,631	0,399	N_2 =	10,730	0,435	N_s =	9,555	0,000	0,000
T_1 =	2,361	0,875	T_2 =	3,301	1,222	T_s =	2,760	1,022	0,334
M^S_1 =	12,764	0,795	M^S_2 =	12,962	0,868	M^S_{As} =	10,619	0,000	0,000
M^R_1 =	2,362	1,312	M^R_2 =	3,301	1,834	M^R_{As} =	3,064	1,533	0,431

VERIFICA A SCORRIMENTO E RIBALTAMENTO

	A1/M1	A2/M2	SISMA/M1
V [ton] =	11,030	11,166	9,555
H [ton] =	4,382	4,890	3,401
N [ton] =	11,030	11,166	9,555
T [ton] =	4,382	4,890	3,401
M^S [tm] =	13,559	13,830	10,619
M^R [tm] =	5,038	5,685	3,955
Fs.scorr. =	**1,763**	**1,214**	**1,967**
Fs.rib. =	**2,691**	**2,433**	**2,685**

Coefficienti di combinazione SLU

	M1	M2	Sisma
γ_G - favorevole	1,0	1,0	1,0
γ_G - sfavorevole	1,3	1,0	1,0
γ_Q - favorevole	1,0	1,0	1,0
γ_Q - sfavorevole	1,5	1,3	1,0
γ_I - fattore importanza	0,0	0,0	1,0

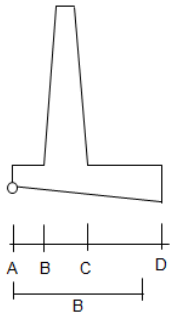
N.B. Le spinte orizzontali (H) e i momenti ribaltanti (M^R) sono considerati sfavorevoli, mentre le spinte verticali (V) e i momenti stabilizzanti (M^S) sono considerati favorevoli

DIAGRAMMA DELLE PRESSIONI ALL'INTERFACCIA FONDAZIONE TERRENO

N.B. Nel calcolo sono stati trascurati i contributi forniti dalla spinta passiva a valle dello zoccolo di fondazione e dall'adesione alla base.

Definendo $e_A = (M^S_A + M^R_A) / N$ l'eccentricità della risultante dei carichi verticali rispetto al punto A
e calcolando $e_G = (B/2 - e_A)$ l'eccentricità rispetto al centro della fondazione G

	SLU M1	SLU M2	SLU Sis	SLE rare	SLE freq.	SLE perm.
N [t]	15,481	15,675	9,555	10,910	10,830	10,751
T [t]	4,618	6,454	3,401	2,974	2,799	2,624
M^S_A [tm]	17,785	14,090	3,186	13,320	13,161	13,003
M^R_A [tm]	5,038	5,685	2,883	3,280	3,017	2,755
e_A [m]	1,474	1,262	0,635	1,522	1,494	1,466
e_G [m]	-0,477	-0,265	0,362	-0,525	-0,497	-0,469
B [m]	1,994	1,994	1,906	1,994	1,994	1,994
σ_{tA} [t/m²]	0,000	1,599	10,724	0,000	0,000	0,000
σ_{tB} [t/m²]	0,000	3,484	8,926	0,000	0,000	0,072
σ_{tC} [t/m²]	3,252	5,329	7,167	1,977	2,145	2,314
σ_{tD} [t/m²]	18,924	14,127	0,000	14,115	13,559	13,003



CALCOLO CAPACITA' PORTANTE

$Beq_{M1} = B - 2 \cdot e_{G,M}$ 1,04 L = 10,00 m

$Beq_{M2} = B - 2 \cdot e_{G,M}$ 1,46

$Beq_S = B - 2 \cdot e_{G,S}$ 1,27 $q' = \sigma'_{vo}$ = 1,30 t/m²

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE

Carico ultimo di progetto

	M1 [t/m²]	M2 [t/m²]	Sismica [t/m²]
q_D =	14,904	10,706	7,522
Carico limite (Brinch Hansen)			
q_{LIM} =	45,034	13,901	40,261
Fs.port =	3,215	1,340	6,262

CALCOLO CARICO LIMITE (Brinch - Hansen)

Fattori di portanza

N_q = 33,30	N_q^* = 14,72	N_{qs} = 33,30
N_c = 46,12	N_c^* = 25,80	N_{cs} = 46,12
N_γ = 48,03	N_g^* = 16,72	$N_{\gamma s}$ = 48,03

Fattori di forma fond.

s_q = 1,038	s_q^* = 1,041	s_{qs} = 1,047
s_c = 1,077	s_c^* = 1,081	s_{cs} = 1,094
s_γ = 1,038	s_g^* = 1,041	$s_{\gamma s}$ = 1,047

Fattori di profondità

d_q = 1,159	d_q^* = 1,133	d_{qs} = 1,130
d_c = 1,164	d_c^* = 1,143	d_{cs} = 1,134

Fattori di inclinazione del carico

m = 1,906	m* = 1,872	m_s = 1,887
i_q = 0,509	i_q^* = 0,370	i_{qs} = 0,436
i_c = 0,494	i_c^* = 0,324	i_{cs} = 0,418
i_γ = 0,357	i_g^* = 0,218	$i_{\gamma s}$ = 0,281

Fattori di incinazione della fondazione

b_q = 1,000	b_q^* = 1,000	b_{qs} = 1,000
b_c = 1,000	b_c^* = 1,000	b_{cs} = 1,000
b_γ = 1,000	b_g^* = 1,000	$b_{\gamma s}$ = 1,000

Fattori di inclazione del terreno

g_q = 1,000	g_q^* = 1,000	g_{qs} = 1,000
g_c = 1,000	g_c^* = 1,000	g_{cs} = 1,000
g_γ = 1,000	g_g^* = 1,000	$g_{\gamma s}$ = 1,000

CALCOLO PESI E MOMENTI NELLA SEZ. ATTACCO FUSTO/FONDAZIONE
(D.M. 14/01/08 "Norme tecniche per le costruzioni")

Calcolo spinte alla base del paramento :

$S_{a,1}$	1,95	$S_{a,2}$	2,63	$S_{a,s}$	2,07
$H_{a,1}$	1,77	$H_{a,2}$	2,48	$H_{a,s}$	2,07
$V_{a,1}$	0,81	$V_{a,2}$	0,88	$V_{a,s}$	0,00
$S_{p,1}$	0,00	$S_{p,2}$	0,00	$S_{p,s}$	0,00
$H_{p,1}$	0,00	$H_{p,2}$	0,00	$H_{p,s}$	0,00
$V_{p,1}$	0,00	$V_{p,2}$	0,00	$V_{p,s}$	0,00
$S_{q,1}$	0,83	$S_{q,2}$	1,12	$S_{q,s}$	0,89
$H_{q,1}$	0,76	$H_{q,2}$	1,06	$H_{q,s}$	0,89
$V_{q,1}$	0,35	$V_{q,2}$	0,38	$V_{q,s}$	0,00
$S_{w,1}$	0,00	$S_{w,2}$	0,00	$S_{w,s}$	0,00

Calcolo peso paramento

N° elemento	Peso (t)
P_1	1,04
P_2	0,00
P_3	0,24
TOTALE	1,28

Calcolo dei momenti (M1)

Simbolo	Braccio	Momento
$M_{a,1}$	0,87	1,54
$M_{p,1}$	1,30	0,00
$M_{q,1}$	1,30	0,99
S_w	0,00	0,00
TOTALE		2,52

Calcolo dei momenti (M2)

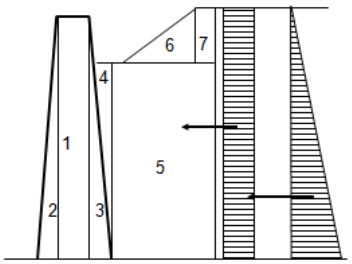
Simbolo	Braccio	Momento
$M_{a,2}$	0,87	2,15
$M_{p,2}$	1,30	0,00
$M_{q,2}$	1,30	1,38
S_w	0,00	0,00
TOTALE		3,53

Calcolo dei momenti sismici

Simbolo	Braccio	Momento
$M_{a,s}$	0,87	1,797
$M_{p,s}$	1,30	0,000
$M_{q,s}$	1,30	1,152
S_w	0,00	0,000
TOTALE		2,95

Calcolo forze sismiche sul paramento

Simbolo	Forza (t)	Braccio	Momento
Fi,1	0,036	1,04	0,038
Fi,2	0,000	0,69	0,000
Fi,3	0,009	0,69	0,006
Fi,4	0,007	1,47	0,010
Fi,5	0,194	1,10	0,213
Fi,6	0,019	2,33	0,044
Fi,7	0,000	0,00	0,000
ΔF	0,232	1,73	0,402



	Sforzo Normale [t]	Taglio [t]	Momento [tm]	Eccentricità e
CMB SLU M1	**3,45**	**3,62**	**3,63**	**1,05**
CMB SLU M2	**2,66**	**3,86**	**3,94**	**1,48**
CMB SLU Sismica	**1,58**	**2,87**	**2,86**	**1,80**
CMB SLE rare	**2,33**	**2,30**	**2,23**	**0,95**
CMB SLE frequenti	**2,26**	**2,15**	**2,03**	**0,90**
CMB SLE permanenti	**2,20**	**2,00**	**1,83**	**0,83**

DEFINIZIONE DELLA SEZIONE RESISTENTE

GEOMETRIA SEZIONE

Base	B	100	cm
Altezza	H	30	cm
Copriferro	d	6	cm
Altezza utile	h	24	cm

ARMATURA TESA

N° ferri	ϕ [mm]	Area [cm²]
5	14	7,693
		0
		0
Af		7,7

ARMATURA COMPRESSA

N° ferri	ϕ [mm]	Area [cm²]
5	14	7,693
		0
		0
Af		7,7

MATERIALE

CALCESTRUZZO

Tipo: C25/30

Valori caratter.	Rck	fck	fcd	fctm	fcc	εc1	εcu
	300	250	156,3	26,29	132,9	0,002	0,0035
			daN/cm2				

ACCIAIO

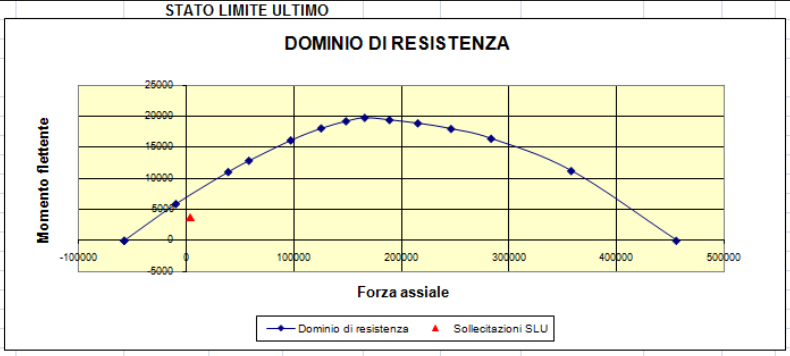
Tipo: FeB44k

Valori caratter.	ftk	fyk	fsd	Es	εsd	εyd
	5400	4300	3740	200000	0,01	0,0019

STATO LIMITE ULTIMO

CARATTERISTICHE SOLLECITAZIONE

Combin.	Nsd [daN]	Msd [daNm]
1	3450	3660
2		
3		
4		
5		
6		
7		
8		
9		
10		



STATO LIMITE ESERCIZIO
TENSIONI DI ESERCIZIO

Condizioni ambientali : Aggressive

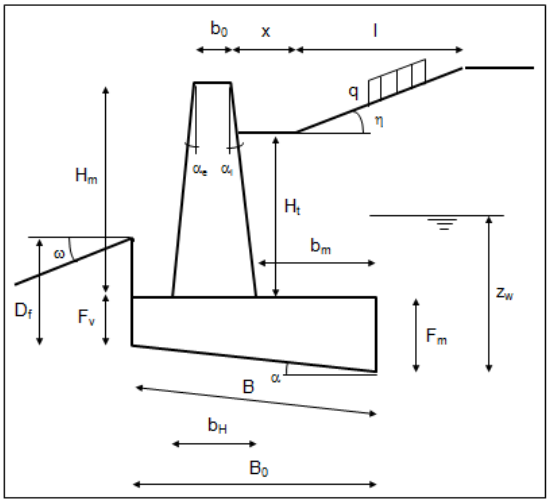
Tensione massima amm.nell'acciaio 3440 daN/cm2

Combinazioni		Nsd [daN]	Msd [daNm]	γmc	γEc	σc amm. [daN/cm2]	σc [daN/cm2]	Stato confronto	σs amm. [daN/cm2]	σs [daN/cm2]	Stato confronto	Stato della sezione
Rare	1	2330	2230	1,5	1,5	133	14,4	VERIF	3440	134,4	VERIF	Sez.traz.non fess.
	2						0,0	VERIF		0,0	VERIF	Sez.tot.compres.
	3						0,0	VERIF		0,0	VERIF	Sez.tot.compres.
	4						0,0	VERIF		0,0	VERIF	Sez.tot.compres.
	5						0,0	VERIF		0,0	VERIF	Sez.tot.compres.
Quasi perman.	1	2260	2330	1,5	1,9	105	15,0	VERIF		139,6	VERIF	Sez.traz.non fess.

5.2 MURI H=300

CAMPIGLIA SOANA
Muro controterra H=208cm

GEOMETRIA MURO			
Descrizione	Simbolo	Dim.	u.m.
Altezza	H_m	3,00	m
Spessore in sommità	b_0	0,20	m
Pendenza scarpa esterna (tg α_e)	p_e	0,00	%
Pendenza scarpa interna (tg α_i)	p_i	0,07	%
Inclinaz. paramento interno risp. verticale	β	3,72	gradi
Spessore del muro alla base	b_H	0,40	m
Larghezza fondazione a monte	b_m	2,30	m
Larghezza fondazione a valle	b_v	0,30	m
Ingombro fondazione (proiez. orizzontale)	B_o	3,00	m
Altezza fondazione lato monte	F_m	0,40	m
Altezza fondazione lato valle	F_v	0,40	m
Inclinazione della base di fondazione	α	0,00	gradi
Larghezza effettiva della fondazione	B	3,00	m
Profondità del piano di posa	D_f	0,65	m
Inclinazione piano di campagna	ω	0,00	gradi
Ricoprimento armature	cf	0,05	m



GEOMETRIA DEL TERRENO			
Descrizione	Simbolo	Dim.	u.m.
Altezza del terreno a monte	H_t	3,00	m
Angolo di inclinazione del terreno	η	0,00	gradi
Lunghezza tratto inclinato	l	0,00	m
Lunghezza tratto iniz.orizzontale a quota H_t	x	0,00	m
Pos. della falda (rif. alla q.minima fondaz.)	z_w	0,00	m

TERRENO DI MONTE			
Descrizione	Simbolo	Dim.	u.m.
Angolo di attrito interno	ϕ'_{tm}	35	gradi
Peso specifico	γ_{tm}	1,8	t/m^3
Angolo di attrito terra-muro ($\leq 0.6 \cdot \phi'_{tm}$)	δ	24,5	gradi

TERRENO DI FONDAZIONE			
Descrizione	Simbolo	Dim.	u.m.
Angolo di attrito interno	ϕ'_{tf}	35	gradi
Peso specifico	γ_{tf}	2,0	t/m^3
Angolo di attrito terra-fondazione*	δ_{tf}	35	gradi
Coesione	c'	0,00	t/m^2
Coefficiente d'attrito terra-fondazione	tan δ_{tf}	0,700	

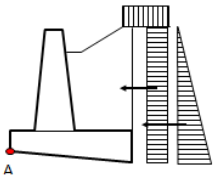
CONDIZIONI DI CARICO			
Descrizione	Simbolo	Dim.	u.m.
Accellerazione orizzontale massima	a_g / g	0,07	
Fattore di suolo orizzontale	S_h	1,00	
Fattore riduttivo	r	2,00	
Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0,0350	
Coefficiente sismico verticale	k_v	0,0175	
θ = arctan $k_h/(1+k_v)$	θ	2,04	gradi
Sovracc. permanente (uniforme) sul terreno	qp		t/m^2
Sovracc. accidentale (uniforme) sul terreno	qa	1,0	t/m^2

COMBINAZIONI DI CARICO			
Descrizione	Simbolo		
SLU		**A1/M1**	**A2/M2**
Coefficiente di combinazione permanenti	γ_G	1,40	1,00
Coefficiente di combinazione variabili	γ_Q	1,50	1,30
Coef. parziale x angolo d'attrito	γ_φ	1,00	1,25
Coef. parziale x coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
SLU Sismica			
Fattore importanza	γ_I	1,0	
Coeff. riduz.sovracc. (per verifica sismica)	ψ_{0s}	0,3	
SLE			
Rare: Coefficiente di combinazione variabili	ψ_0	0,7	
Freq: Coefficiente di combinazione variabili	ψ_1	0,5	
Perm: Coefficiente di combinazione variabili	ψ_2	0,3	

VERIFICHE DI STABILITA'

N.B. Nel calcolo sono stati trascurati i contributi forniti dalla spinta passiva a valle dello zoccolo di fondazione e dall'adesione alla base.

Risultante carichi verticali	$V = \gamma_G(\Sigma W_{1\text{-}9} + V_a + V_p) + \gamma_Q(V_q)$
Risultante carichi orizzontali	$H = \gamma_G(H_a + H_p + Sw) + \gamma_Q(H_q) + \gamma_I \cdot E$
Comp. normale al piano di posa	$N = V \cdot \cos\alpha + H \cdot \text{sen}\,\alpha$
Comp. tang. al piano di posa	$T = H \cdot \cos\alpha - V \cdot \text{sen}\,\alpha$
Momento stabilizzante	$M^S = \gamma_G(M^s_A + V_a \cdot b_{Va} + V_p \cdot b_{Vp}) + \gamma_Q(V_q \cdot b_{Vq})$
Momento ribaltante	$M^R = \gamma_G(H_a \cdot b_{Ha} + Hp \cdot b_{Hp}) + \gamma_Q(H_q \cdot b_{Hq} + Sw \cdot b_{Sw})$
Momento stabilizzante sismico	$M^S_S = \gamma_G(M^s_A + V_{as} \cdot b_{Vas} + V_{ps} \cdot b_{Vps}) + \psi_{2s} \cdot \gamma_Q(V_{qs} \cdot b_{Vqs})$
Momento ribaltante sismico	$M^R_S = \gamma_G(M^r_I + H_a \cdot b_{Ha} + H_p \cdot b_{Hp}) + \psi_{2s} \cdot \gamma_G(H_q \cdot b_{Hq} + \Delta F \cdot b_{\Delta F} + Sw \cdot b_{Sw})$



VALORI CARATTERISTICI DELLE SOLLECITAZIONI

	M1			M2			SISMA		
	Perm	Variab.		Perm	Variab.		Perm	Variab.	Sismico
V_1 =	19,346	0,383	V_2 =	19,388	0,397	V_s =	18,173	0,000	0,000
H_1 =	2,574	0,841	H_2 =	3,414	1,116	H_s =	3,084	1,008	0,636
N_1 =	19,346	0,383	N_2 =	19,388	0,397	N_s =	18,173	0,000	0,000
T_1 =	2,574	0,841	T_2 =	3,414	1,116	T_s =	3,084	1,008	0,636
M^S_1 =	32,258	1,148	M^S_2 =	32,386	1,190	M^S_{As} =	28,745	0,000	0,000
M^R_1 =	2,917	1,430	M^R_2 =	3,869	1,897	M^R_{As} =	3,817	1,713	1,027

VERIFICA A SCORRIMENTO E RIBALTAMENTO

	A1/M1	A2/M2	SISMA/M1
V [ton] =	19,729	19,786	18,173
H [ton] =	4,608	4,865	4,022
N [ton] =	19,729	19,786	18,173
T [ton] =	4,608	4,865	4,022
M^S [tm] =	33,406	33,576	28,745
M^R [tm] =	5,938	6,335	5,357
Fs.scorr. =	**2,998**	**2,163**	**3,164**
Fs.rib. =	**5,626**	**5,300**	**5,365**

Coefficienti di combinazione SLU

	M1	M2	Sisma
γ_G - favorevole	1,0	1,0	1,0
γ_G - sfavorevole	1,3	1,0	1,0
γ_Q - favorevole	1,0	1,0	1,0
γ_Q - sfavorevole	1,5	1,3	1,0
γ_I - fattore importanza	0,0	0,0	1,0

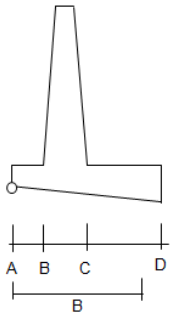
N.B. Le spinte orizzontali (H) e i momenti ribaltanti (M^R) sono considerati sfavorevoli, mentre le spinte verticali (V) e i momenti stabilizzanti (M^S) sono considerati favorevoli

DIAGRAMMA DELLE PRESSIONI ALL'INTERFACCIA FONDAZIONE TERRENO

N.B. Nel calcolo sono stati trascurati i contributi forniti dalla spinta passiva a valle dello zoccolo di fondazione e dall'adesione alla base.

Definendo $e_A = (M^S_A + M^R_A) / N$ l'eccentricità della risultante dei carichi verticali rispetto al punto A
e calcolando $e_G = (B/2 - e_A)$ l'eccentricità rispetto al centro della fondazione G

	SLU M1	SLU M2	SLU Sis	SLE rare	SLE freq.	SLE perm.
N [t]	27,659	27,740	18,173	19,614	19,538	19,461
T [t]	4,866	6,453	4,022	3,163	2,995	2,827
M^S_A [tm]	43,658	33,933	8,623	33,062	32,832	32,603
M^R_A [tm]	5,938	6,335	3,885	3,918	3,632	3,346
e_A [m]	1,793	1,452	0,688	1,885	1,866	1,847
e_G [m]	-0,296	0,046	0,809	-0,388	-0,369	-0,350
B [m]	2,995	2,995	2,065	2,995	2,995	2,995
σ_{tA} [t/m²]	3,766	10,113	29,494	1,460	1,702	1,945
σ_{tB} [t/m²]	4,862	9,943	23,481	2,479	2,668	2,857
σ_{tC} [t/m²]	6,304	9,718	15,564	3,822	3,940	4,058
σ_{tD} [t/m²]	14,704	8,411	0,000	11,638	11,344	11,051



CALCOLO CAPACITA' PORTANTE

Beq_{M1} =	$B - 2 \cdot e_{G,M}$	2,40	L =	10,00 m
Beq_{M2} =	$B - 2 \cdot e_{G,M}$	2,90		
Beq_S =	$B - 2 \cdot e_{G,S}$	1,38	q' = σ'_{vo} =	1,30 t/m²

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE

Carico ultimo di progetto

	M1	M2	Sismica
	[t/m²]	[t/m²]	[t/m²]
q_D =	11,506	9,555	13,201
Carico limite (Brinch Hansen)			
q_{LIM} =	108,546	38,935	65,655
Fs.port =	10,508	4,559	5,407

CALCOLO CARICO LIMITE (Brinch - Hansen)

Fattori di portanza

N_q = 33,30	N_q^* = 14,72	N_{qs} = 33,30
N_c = 46,12	N_c^* = 25,80	N_{cs} = 46,12
N_γ = 48,03	N_g^* = 16,72	$N_{\gamma s}$ = 48,03

Fattori di forma fond.

s_q = 1,089	s_q^* = 1,080	s_{qs} = 1,051
s_c = 1,177	s_c^* = 1,161	s_{cs} = 1,102
s_γ = 1,089	s_g^* = 1,080	$s_{\gamma s}$ = 1,051

Fattori di profondità

d_q = 1,069	d_q^* = 1,067	d_{qs} = 1,120
d_c = 1,071	d_c^* = 1,072	d_{cs} = 1,124

Fattori di inclinazione del carico

m = 1,806	m* = 1,775	m_s = 1,879
i_q = 0,705	i_q^* = 0,625	i_{qs} = 0,625
i_c = 0,696	i_c^* = 0,598	i_{cs} = 0,613
i_γ = 0,581	i_g^* = 0,480	$i_{\gamma s}$ = 0,487

Fattori di incinazione della fondazione

b_q = 1,000	b_q^* = 1,000	b_{qs} = 1,000
b_c = 1,000	b_c^* = 1,000	b_{cs} = 1,000
b_γ = 1,000	b_g^* = 1,000	$b_{\gamma s}$ = 1,000

Fattori di inclazione del terreno

g_q = 1,000	g_q^* = 1,000	g_{qs} = 1,000
g_c = 1,000	g_c^* = 1,000	g_{cs} = 1,000
g_γ = 1,000	g_g^* = 1,000	$g_{\gamma s}$ = 1,000

CALCOLO PESI E MOMENTI NELLA SEZ. ATTACCO FUSTO/FONDAZIONE
(D.M. 14/01/08 "Norme tecniche per le costruzioni")

Calcolo spinte alla base del paramento :

$S_{a,1}$	2,20	$S_{a,2}$	2,82	$S_{a,s}$	2,40
$H_{a,1}$	2,00	$H_{a,2}$	2,66	$H_{a,s}$	2,40
$V_{a,1}$	0,91	$V_{a,2}$	0,95	$V_{a,s}$	0,00
$S_{p,1}$	0,00	$S_{p,2}$	0,00	$S_{p,s}$	0,00
$H_{p,1}$	0,00	$H_{p,2}$	0,00	$H_{p,s}$	0,00
$V_{p,1}$	0,00	$V_{p,2}$	0,00	$V_{p,s}$	0,00
$S_{q,1}$	0,82	$S_{q,2}$	1,05	$S_{q,s}$	0,89
$H_{q,1}$	0,74	$H_{q,2}$	0,98	$H_{q,s}$	0,89
$V_{q,1}$	0,34	$V_{q,2}$	0,35	$V_{q,s}$	0,00
$S_{w,1}$	0,00	$S_{w,2}$	0,00	$S_{w,s}$	0,00

Calcolo peso paramento

N° elemento	Peso (t)
P_1	1,50
P_2	0,00
P_3	0,73
TOTALE	2,23

Calcolo dei momenti (M1)

Simbolo	Braccio	Momento
$M_{a,1}$	1,00	2,00
$M_{p,1}$	1,50	0,00
$M_{q,1}$	1,50	1,11
S_w	0,00	0,00
TOTALE		3,12

Calcolo dei momenti (M2)

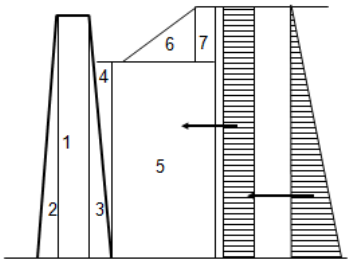
Simbolo	Braccio	Momento
$M_{a,2}$	1,00	2,66
$M_{p,2}$	1,50	0,00
$M_{q,2}$	1,50	1,48
S_w	0,00	0,00
TOTALE		4,13

Calcolo dei momenti sismici

Simbolo	Braccio	Momento
$M_{a,s}$	1,00	2,401
$M_{p,s}$	1,50	0,000
$M_{q,s}$	1,50	1,334
S_w	0,00	0,000
TOTALE		3,73

Calcolo forze sismiche sul paramento

Simbolo	Forza (t)	Braccio	Momento
Fi,1	0,053	1,50	0,079
Fi,2	0,000	1,00	0,000
Fi,3	0,026	1,00	0,026
Fi,4	0,018	2,00	0,037
Fi,5	0,435	1,50	0,652
Fi,6	0,000	3,00	0,000
Fi,7	0,000	3,00	0,000
ΔF	0,224	2,00	0,448



	Sforzo Normale [t]	Taglio [t]	Momento [tm]	Eccentricità e
CMB SLU M1	**4,91**	**3,92**	**4,48**	**0,91**
CMB SLU M2	**3,63**	**3,94**	**4,58**	**1,26**
CMB SLU Sismica	**2,53**	**3,46**	**4,04**	**1,60**
CMB SLE rare	**3,38**	**2,52**	**2,78**	**0,82**
CMB SLE frequenti	**3,31**	**2,38**	**2,56**	**0,77**
CMB SLE permanenti	**3,25**	**2,23**	**2,34**	**0,72**

DEFINIZIONE DELLA SEZIONE RESISTENTE

GEOMETRIA SEZIONE

Base	B	100	cm
Altezza	H	40	cm
Copriferro	d	6	cm
Altezza utile	h	34	cm

ARMATURA TESA

N° ferri	ϕ [mm]	Area [cm²]
5	14	7,693
		0
		0
Af		7,7

ARMATURA COMPRESSA

N° ferri	ϕ [mm]	Area [cm²]
5	14	7,693
		0
		0
Af'		7,7

MATERIALE

CALCESTRUZZO

Tipo: C25/30

Valori caratter.	Rck	fck	fcd	fctm	fcc	εc1	εcu
	300	250	156,3	26,29	132,9	0,002	0,0035
			daN/cm2				

ACCIAIO

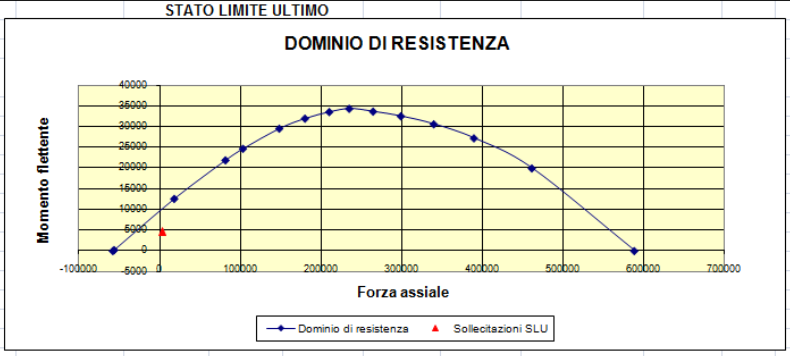
Tipo: FeB44k

Valori caratter.	ftk	fyk	fsd	Es	εsd	εyd
	5400	4300	3740	200000	0,01	0,0019

STATO LIMITE ULTIMO

CARATTERISTICHE SOLLECITAZIONE

Combin.	Nsd [daN]	Msd [daNm]
1	3530	4580
2		
3		
4		
5		
6		
7		
8		
9		
10		



STATO LIMITE ESERCIZIO
TENSIONI DI ESERCIZIO

Condizioni ambientali : Aggressive

Tensione massima amm.nell'acciaio 3440 daN/cm2

Combinazioni		Nsd [daN]	Msd [daNm]	γmc	γEc	σc amm. [daN/cm2]	σc [daN/cm2]	Stato confronto	σs amm. [daN/cm2]	σs [daN/cm2]	Stato confronto	Stato della sezione
Rare	1	3380	2780	1,5	1,5	133	10,4	VERIF	3440	112,9	VERIF	Sez.traz.non fess.
	2						0,0	VERIF		0,0	VERIF	Sez.tot.compres.
	3						0,0	VERIF		0,0	VERIF	Sez.tot.compres.
	4						0,0	VERIF		0,0	VERIF	Sez.tot.compres.
	5						0,0	VERIF		0,0	VERIF	Sez.tot.compres.
Quasi perman.	1	3250	2340	1,5	1,9	105	8,9	VERIF		96,5	VERIF	Sez.traz.non fess.