

REGIONE LIGURIA

COMUNE DI VARAZZE

PROPONENTE

MARINA DI VARAZZE

Relazione di dettaglio con verifiche di stabilità del nuovo muro e indicazioni sul collegamento all'esistente.

Varazze 17/02/2020

AGGIORNAMENTO 23/12/2020

MODALITA' DI PROGETTAZIONE

La presente relazione riguarda il calcolo di verifica della sopraelevazione del paramento del sopraflutto del porto turistico di Varazze.

NORMATIVA E BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO

Per il calcolo delle azioni agenti sulle strutture si fa riferimento alle seguenti norme:

Normativa

Legge 05-11-1971 n.1086

Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;

D.M. LL. PP. 11-03-88

Norme Tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

Circolare Ministeriale del 24-07-88, n. 30483/STC.

Legge 02-02-74 n. 64, art. 1 - D.M. 11-03-88

Norme Tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18

Sicurezza e prestazioni attese (cap.2), Azioni sulle costruzioni (cap.3), Costruzioni in calcestruzzo (par.4.1), Costruzioni in legno (par.4.4), Costruzioni in muratura (par.4.5), Progettazione geotecnica (cap.6), Progettazione per azioni sismiche (cap.7), Costruzioni esistenti (cap.8), Riferimenti tecnici (cap.12), EC3.

Circolare 7 21-01-19 C.S.LL.PP

Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle N.T.C. di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

Il progetto delle strutture è stato sviluppato secondo le NTC 2018.

PREMESSA

Nella stima delle azioni di progetto alle quali sarà sottoposta la struttura di sopraelevazione **A FAVORE DI SICUREZZA** non si è tenuto conto dell'apporto della sopraelevazione attuale (che ha dato prova negli anni di grande efficacia e conserva la sua completa integrità strutturale). Tale condizione è quantificabile in una riduzione del momento di sollecitazione reale sulla sezione a quota +5.25 di circa il 20% rispetto a quello di calcolo adottato.

Nella trattazione non viene introdotta l'azione sismica in quanto non significativa in rapporto all'azione del moto ondoso presa in considerazione.

Inoltre, è statisticamente improbabile che le due azioni siano temporalmente sovrapponibili (quindi da considerarsi concomitanti) in virtù della statistica dei periodi di ritorno delle azioni stesse

VITA NOMINALE DI PROGETTO E CLASSE D'USO

Tipo di costruzione 3

Costruzioni con livelli di prestazioni elevati $V_N = 100$ anni

Classe d'uso II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali.

MATERIALI IMPIEGATI

Per il masso paraonde esistente:

calcestruzzo di classe Rck 200, avente le seguenti caratteristiche:

σ_c (daN/cm ²)	τ_{c0} (daN/cm ²)	τ_{c1} (daN/cm ²)
72,5	4,67	15,43

Acciaio per c.a. in barre ad aderenza migliorata Feb44K, avente le seguenti caratteristiche

σ_s (daN/cm ²)
2600

Per la sopraelevazione in progetto (e per la sopraelevazione realizzata nel 2009):

5.1.1 Materiali c.a.

Descrizione: descrizione o nome assegnato all'elemento.

Rck: resistenza caratteristica cubica; valore medio nel caso di edificio esistente. [daN/cm²]

E: modulo di elasticità longitudinale del materiale per edifici o materiali nuovi. [daN/cm²]

G: modulo di elasticità tangenziale del materiale, viene impiegato nella modellazione di aste e di elementi guscio a comportamento ortotropo. [daN/cm²]

v: coefficiente di Poisson. Il valore è adimensionale.

γ : peso specifico del materiale. [daN/cm³]

α : coefficiente longitudinale di dilatazione termica. [°C⁻¹]

Descrizione	Rck	E	G	v	γ	α
C35/45	450	346255	157388.57	0.1	0.0025	0.00001

5.1.2 Curve di materiali c.a.

Descrizione: descrizione o nome assegnato all'elemento.

Curva: curva caratteristica.

Reaz.traz.: reagisce a trazione.

Comp.frag.: ha comportamento fragile.

E.compr.: modulo di elasticità a compressione. [daN/cm²]

Incr.compr.: incrudimento di compressione. Il valore è adimensionale.

EpsEc: ϵ elastico a compressione. Il valore è adimensionale.

EpsUc: ϵ ultimo a compressione. Il valore è adimensionale.

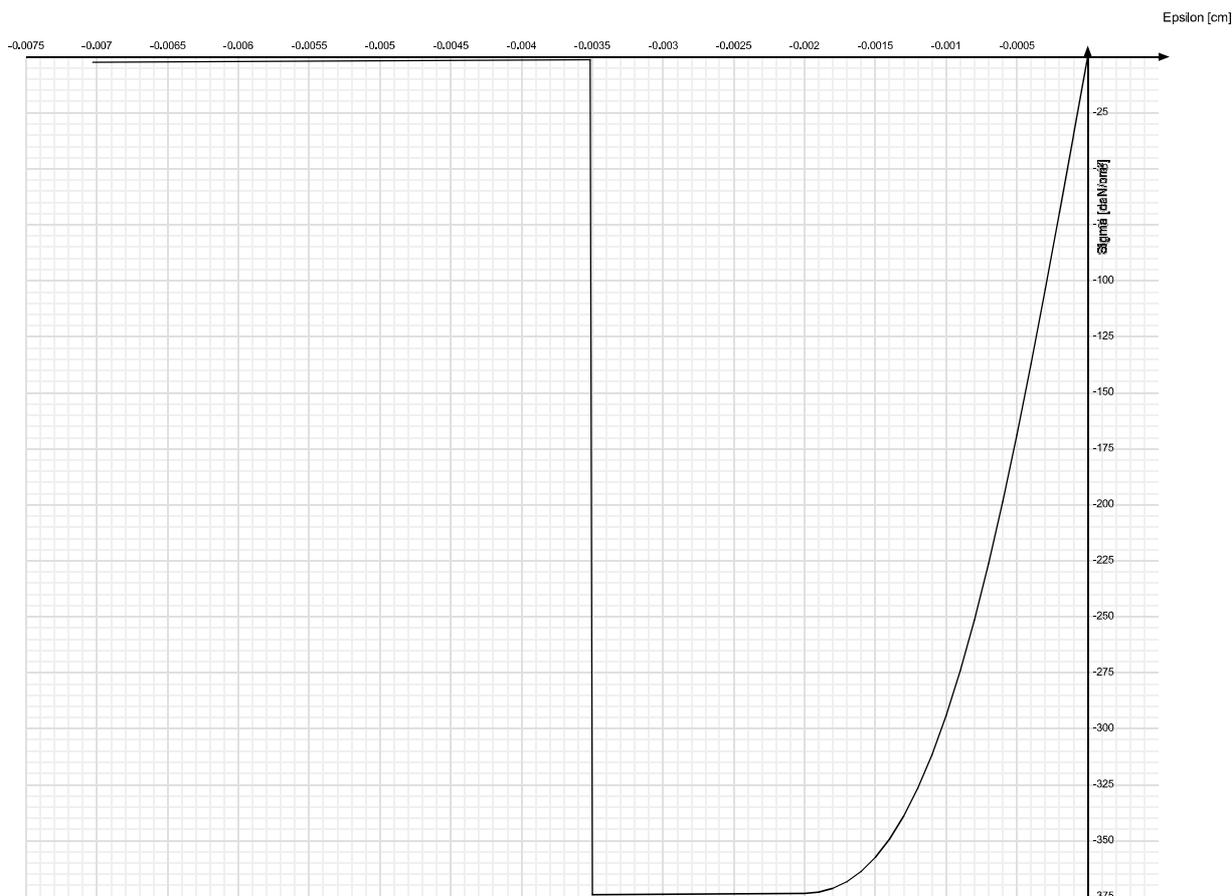
E.traz.: modulo di elasticità a trazione. [daN/cm²]

Incr.traz.: incrudimento di trazione. Il valore è adimensionale.

EpsEt: ϵ elastico a trazione. Il valore è adimensionale.

EpsUt: ϵ ultimo a trazione. Il valore è adimensionale.

Descrizione	Curva									
	Reaz.traz.	Comp.frag.	E.compr.	Incr.compr.	EpsEc	EpsUc	E.traz.	Incr.traz.	EpsEt	EpsUt
C35/45	No	Si	346254.85	0.001	-0.002	-0.0035	346254.85	0.001	0.0000678	0.0000745



5.1.3 Armature

Descrizione: descrizione o nome assegnato all'elemento.

f_{yk} : resistenza caratteristica. [daN/cm²]

$\sigma_{amm.}$: tensione ammissibile. [daN/cm²]

Tipo: tipo di barra.

E: modulo di elasticità longitudinale del materiale per edifici o materiali nuovi. [daN/cm²]

γ : peso specifico del materiale. [daN/cm³]

ν : coefficiente di Poisson. Il valore è adimensionale.

α : coefficiente longitudinale di dilatazione termica. [°C⁻¹]

Livello di conoscenza: indica se il materiale è nuovo o esistente, e in tal caso il livello di conoscenza secondo Circ.617 02/02/09 §C8A. Informazione impiegata solo in analisi D.M. 14-01-08 (N.T.C.) e D.M. 17-01-18 (N.T.C.).

Descrizione	f_{yk}	$\sigma_{amm.}$	Tipo	E	γ	ν	α	Livello di conoscenza
B450C	4500	2550	Aderenza migliorata	2060000	0.00785	0.3	0.000012	Nuovo

SOLLECITAZIONI

CARICHI AGENTI

La pressione dell'onda all'altezza dell'innalzamento di 150 cm risulta trapezoidale.

Il calcolo fa riferimento a quanto ampiamente argomentato nella relazione "approfondimenti idraulici_2019-rev2"

Le risultanze sono rappresentate in figure 1 e 2 e in tabella 1

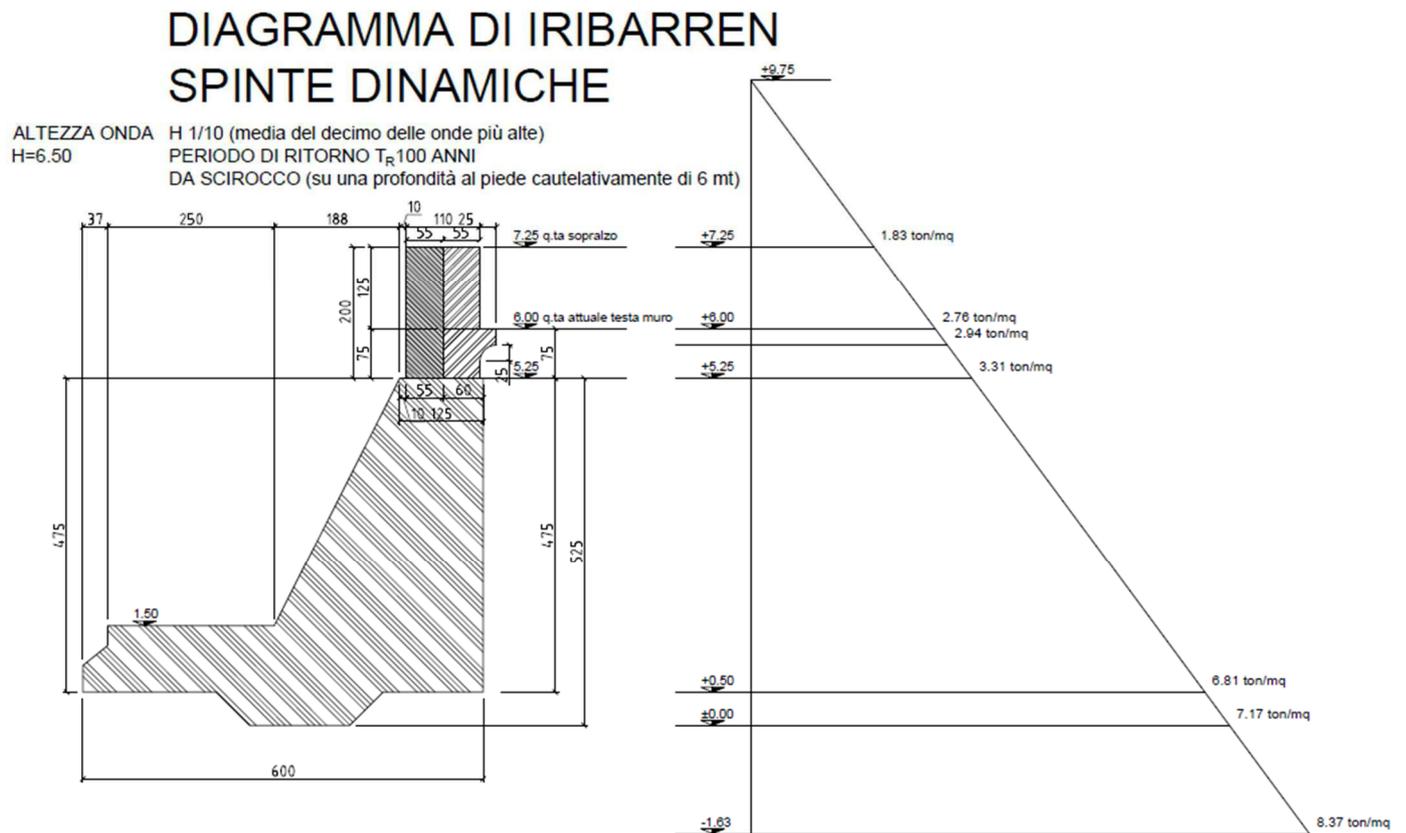


Figura 1

azioni SEZ. +5.25

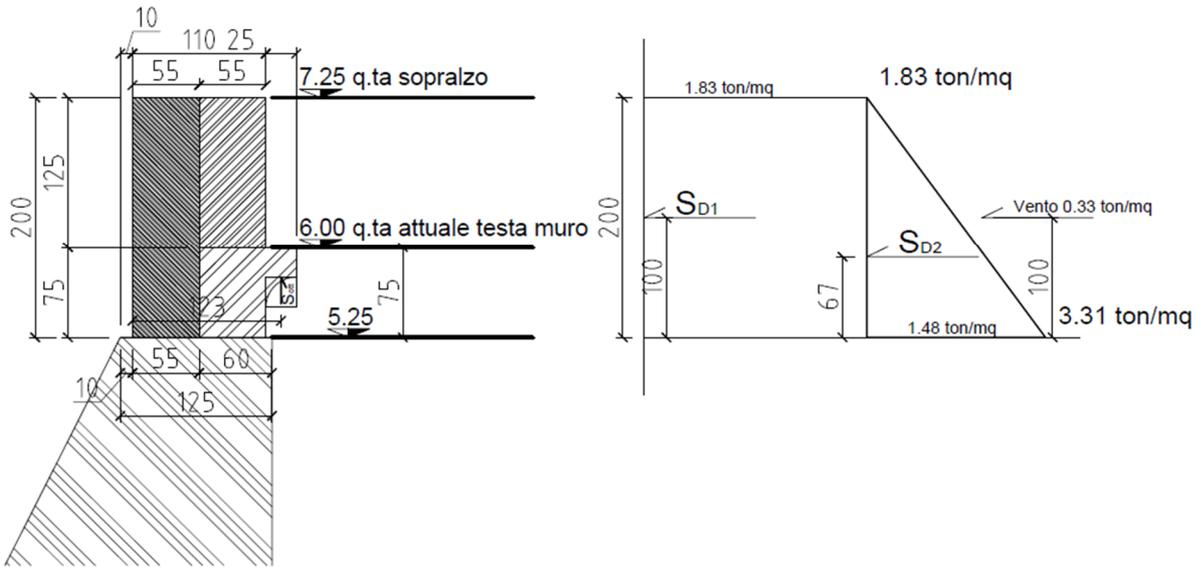


Figura 2

Verifica Azioni Sez. + 5,25 (Metodo di Iribarren)

Dati di base

Onda incidente	H	6,50	m	(H1/10 Tr=100 su una profondità di 6 metri)
γ_{cls}	g	2,45	t/mc	
γ_{acqua}	g	1,03	t/mc	
Quota imbasamento	hi	0,50	m	
Quota sommità	hs	7,25	m	
Larghezza base	L	6,00	m	

Pressioni dinamiche

a quota max	9,75	PH =	0	t/mq
a quota min	-1,63	P =	8,37	t/mq
a quota	0,00	Po =	7,17	t/mq
a quota imbasamento	0,50	Pi =	6,81	t/mq
a quota sommità	7,25	Ps =	1,83	t/mq
a quota sopraalzo	7,25	Ps1 =	1,83	t/mq
a quota muro	5,25	Psm =	3,31	t/mq
a quota deflettore	5,75	Ss 1 =	2,94	t/mq
Vento	v	1,2X29	V =	167
	Ce	1,8		Kg/mq
	Cp	1,2		

Altezza Innalz.	2,00
Larghezza Innalz.	1,1
Larghezza Deflettore	0,25

	Spinte		Bracci		Momenti	
Sd1	3,66	t/m	1,00	m	3,66	tm/m
Sd2	1,48	t/m	0,67	m	0,99	tm/m
Vento	0,33	t/m	1,00	m	0,33	tm/m
Sdtot	5,47	t/m			4,98	
Sottospinta	0,74	t/m	1,23	m	0,90	tm/m
					Mtot	5,88

(Tabella 1)

VERIFICHE

Il nuovo paramento sarà ancorato alla struttura originale tramite 1Φ20/25 sul lato in trazione e 1Φ20/50 sul lato in compressione.

La sezione resistente considerata ha un'altezza $H = 55$ cm e una larghezza di calcolo di cm 100.

CLASSE DI ESP. AMBIENTALE: XS3

COPRIFERRO: $c_{min} = 60$ mm

CALCESTRUZZO: C35/45

$$R_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck} = 37.35 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 0.3 f_{ck}^{2/3} = 3.35 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctk} = 0.7 f_{ctm} = 2.35 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd} = f_{yk} / 1.5 = 39.13 \text{ N/mm}^2$$

$$M_d = M_{tot} * \gamma_c = 4.98 * 1.5 = 7.47 \text{ tm/m}$$

La verifica in corrispondenza della sezione maggiormente sollecitata (quota +5.25) è stata condotta per entrambe le condizioni di caratteristiche del cls

CASO C16/20

Descrizione : Sezione in C.A.

Nome lavoro : diga__

Nome file : Vs_nuovo.VSE

Tipo verifica: stati limite - pressoflessione deviata.

Unità di misura generiche: daN; cm; daNcm; daN/cm²; d in mm; deformazioni*1000.

Ferri : diametri in mm; aree in cm².

Simboli:

Vert. = contorno_vertice del CLS; d = diametro;

S = Sigma (tensioni sui materiali);

D = Deformazioni x 1000 (epsilon);

Ve = colonna che indica se la verifica è soddisfatta;

MATERIALI

Calcestruzzo: $R_{ck} = 200 \text{ daN/cm}^2$; $f_{ck} = 166.$; $f_{cd} = 110.66$

Acciaio: Tipo= B450C ; $f_{tk} = 5400.$; $f_{yk} = 4500.$; $f_{td} = 3913$

SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.

Tipo sezione: RETTANGOLARE

cls:

Acciaio lento:

vert.	Z	Y	ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm2]
1- 1	-50.	0.	1	-25.2	6.	20.	3.1416
1- 2	-50.	55.	2	25.3	6.	20.	3.1416
1- 3	50.	55.	3	-37.4	49.	20.	3.1416
1- 4	50.	0.	4	-12.4	49.	20.	3.1416
			5	13.3	49.	20.	3.1416
			6	37.6	49.	20.	3.1416

SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in $z= 0.$; $y= 27.5$ (baricentro CLS)

Convenzioni: N + trazione; M_z + fib.inferiori tese; M_y + fib.sinistra tese.

N.	N	Mz	My	Descrizione
1	0.	-747000.	0.	

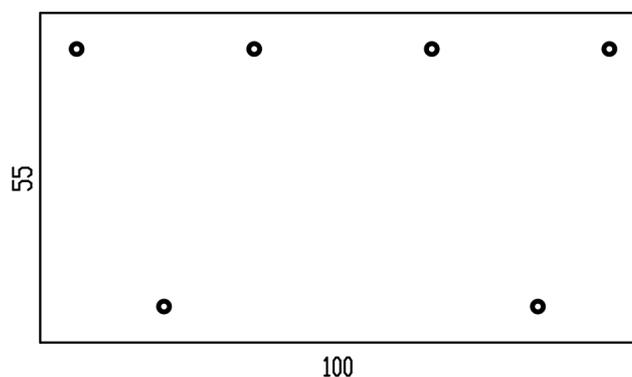
RISULTATI

Piani di equilibrio ($\epsilon_{ps} = \mu_z * y + \mu_y * z + \lambda$):

sol.	μ_z	μ_y	λ
1.	.00001753283	-.00000002804	-.00019902473

DEFORMAZIONI MASSIME SUI MATERIALI:

cls	Acciaio lento							
sol	vert.	D cls	S cls	Ve	ferro	D ferri	S ferri	Ve
1	1- 4	-.2004	-26.9	si	3.	.6611	1322.3	si



CASO C35/45

Descrizione : Sezione in C.A.

Nome lavoro : diga__

Nome file : Vs_C3545.VSE

Tipo verifica : stati limite - pressoflessione deviata.

Unità di misura generiche: daN; cm; daNcm; daN/cm²; d in mm; deformazioni*1000.

Ferri : diametri in mm; aree in cm².

Simboli:

Vert. = contorno_vertice del CLS; d = diametro;

S = Sigma (tensioni sui materiali);

D = Deformazioni x 1000 (epsilon);

Ve = colonna che indica se la verifica è soddisfatta;

MATERIALI

Calcestruzzo: Rck = 450 daN/cm² ; fck = 373.5 ; fcd = 249

Acciaio: Tipo= B450C ; ftk = 5400. ; fyk = 4500. ; ftd = 3913

SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.

Tipo sezione: RETTANGOLARE

ClS:

Acciaio lento:

vert.	Z	Y	ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm ²]
1- 1	-50.	0.	1	-25.2	6.	20.	3.1416
1- 2	-50.	55.	2	25.3	6.	20.	3.1416
1- 3	50.	55.	3	-37.4	49.	20.	3.1416
1- 4	50.	0.	4	-12.4	49.	20.	3.1416
			5	13.3	49.	20.	3.1416
			6	37.6	49.	20.	3.1416

SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in z= 0. ; y= 27.5 (baricentro CLS)

Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.

N.	N	Mz	My	Descrizione
1	0.	-747000.	0.	

RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz * y +muy * z + lam):

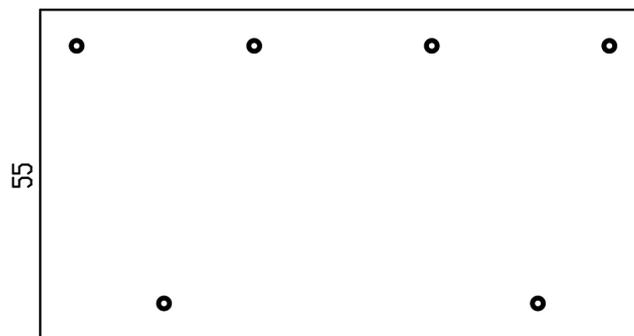
sol.	muz	muy	lambda
1.	.00001651404	-.00000002257	-.00015821194

DEFORMAZIONI MASSIME SUI MATERIALI:

ClS

Acciaio lento

sol	vert.	D clS	S clS	Ve	ferro	D ferri	S ferri	Ve
1	1- 4	-.1593	-32.4	si	3.	.6518	1303.6	si



100

VERIFICHE DI STABILITA' GLOBALE

Per le NTC 2018 - p.to 6.5.3.1.1, la verifica del muro di sostegno deve essere fatta con l'approccio 2 – Combinazione A1+M1+R3, applicando ai valori caratteristici seguenti coefficienti parziali:

-Coefficienti amplificativi:

A1 - Carichi permanenti: 1,0

A1 - Azioni variabili sfavorevoli: 1,0 ($E_d = E_k A1$)

-Coefficienti riduttivi:

M1 - Tangente dell'angolo di resistenza al taglio: 1,00 – l'angolo di attrito di calcolo resta 33°

R3 = Capacità portante: 1,4 ($R_d = R_k/R3$)

Scorrimento: 1,1

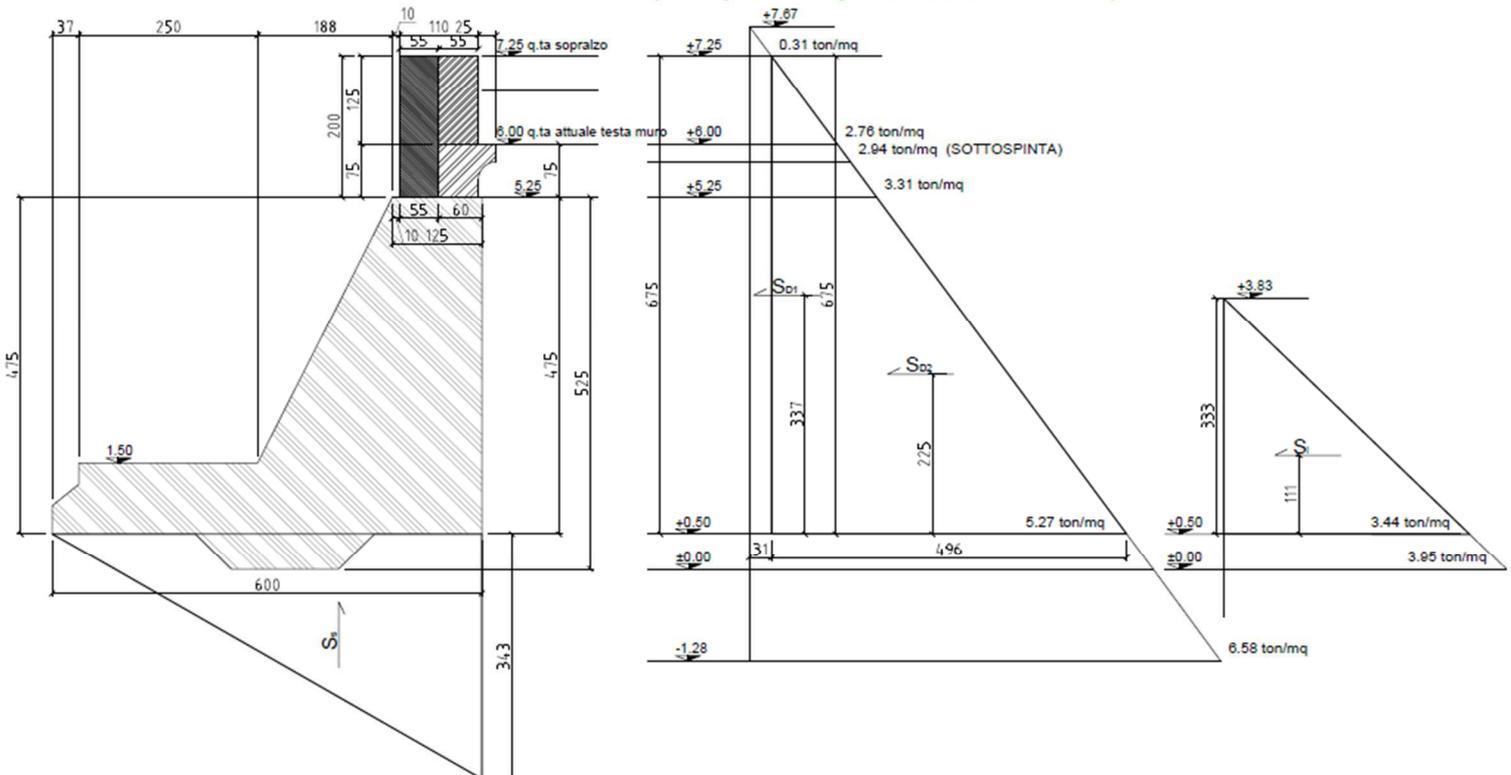
Ribaltamento: 1,15

Spinta passiva: 1,4 (applicato alla spinta già ridotta del 50%)

STABILITA' GLOBALE

ALTEZZA ONDA
 $H=5.11$

H_s (onda significativa media del terzo delle onde più alte)
PERIODO DI RITORNO T_R 100 ANNI
DA SCIROCCO (su una profondità al piede cautelativamente di 6 mt)



Stabilità Globale (Metodo di Inbarren)

Dati di base							
Onda incidente	H	5,11	m	(Hs Tr=100			
Peso specifico Cis	γ cis	2,45	t/mc	su una profondità di 6 metri)			
Peso specifico acqua	γ acqua	1,03	t/mc				
Quota imbassamento	Quota imbassamento	0,50	m				
Quota sommità	Quota sommità	7,25	m				
Larghezza base	Larghezza base	6,00	m				
Calcolo pressioni, spinte e momento ribaltante							
Pressioni dinamiche							
a quota max	7,67		PH =	0	t/mq		
a quota min	-1,28		P =	6,58	t/mq		
a quota	0,00		Po =	5,64	t/mq		
a quota imbassamento	0,50		PI =	5,27	t/mq		
a quota sommità	7,25		Ps =	0,30	t/mq		
Spinta dinamica		Spinte		Braccio		Momenti	
	Sd1	2,03	t/m	3,38	m	6,83	tn/m
	Sd2	16,77	t/m	2,25	m	37,74	tn/m
	Sdtot	18,80	t/m		Mrib	44,58	tn/m
Pressione idrostatica							
a quota max	3,83		PH =	0	t/mq		
a quota	0,00		Po =	3,95	t/mq		
a quota imbassamento	0,50		PI =	3,43	t/mq		
a quota sommità	7,25		Ps =	0	t/mq		
Spinta idrostatica		Spinte		Braccio		Momenti	
	Si	5,72	t/m	1,11	m	6,35	tn/m
	Sitot	5,72	t/m		Mrib	6,35	tn/m
Sottospinta		Spinte		Braccio		Momenti	
	Ss	10,29	t/m	4,00	m	41,16	tn/m
Spinta e Momento ribaltante complessivo	Stot (Sdtot+Sitot)	24,52	t/m		Mrib	92,09	tn/m
Calcolo pesi e momento stabilizzante							
		L	H	Braccio		Peso	
Masso 1		4,75	1,25	2,37		14,55	ton/m
Masso 2		0,94	3,75	4,12		8,64	ton/m
Masso 3		1,25	4,75	5,37		14,55	ton/m
Masso 4		1,10	2,00	5,40		5,39	ton/m
		Peso		Braccio		Momenti	
Masso 1		14,55	t/m	2,37		34,48	tn/m
Masso 2		8,64	t/m	4,12		35,58	tn/m
Masso 3		14,55	t/m	5,37		78,12	tn/m
Masso 4		5,39	t/m	5,40		29,11	tn/m
	Peso tot	43,12	t/m	4,09	Mst	176,36	tn/m
	Peso tot-Ss	32,83					
Verifiche di stabilità							
Ribaltamento	Metab / Mrib =			1,92	>	1,15	
Scorrimento							
	Coefficiente attriti cis-terreno		f =	0,75			
	Angolo di attrito terreno		ϕ =	33,00 °			
	Coefficiente M1			1,00			
	Angolo di attrito terreno di calcolo		ϕ =	33,00 °			
	Angolo "taglione"		β =	45,00 °			
	Attrito "taglione"-terreno		c =	22,00 °			
	Coefficiente di spinta passiva		Kp =	3,17			
	Alliquota spinta passiva			0,50			
	Altezza taglione		h =	0,50 m			
	Peso di volume terreno		γ =	1,80 t/m ³			
	Spinta Passiva		Sp =	4,69 t/m			
	Coefficiente R3			1,40			
	Spinta Passiva di calcolo		Sp =	3,35 t/m			
	((Peso tot - Ss) x f + Sp) / Spinta tot =			1,14	>	1,1	

VALUTAZIONE DELLA CAPACITÀ PORTANTE DELLA FONDAZIONE SUPERFICIALE.

Descrizione dei Casi di calcolo e riassunto dei risultati.

Segue il riassunto dei Casi di calcolo analizzati. I dettagli di ciascun Caso (sollecitazioni, verifiche, ecc.) sono specificati nei paragrafi successivi.

Indici e nomi dei casi di carico			Elenco delle verifiche eseguite per ciascun caso				Sisma
Caso	Nome	Sestetti	Ver. dren.	Ver. non dren.	Ver. equ.	Ver. upl.	Coef. sism.
1	SLU (SLU Appr.2)	I-1	Si	No	Si	No	Non sismico
I-1 Caso 1-1 Nodo 1							

La seguente tabella elenca i coefficienti di sicurezza parziali, applicati alle caratteristiche meccaniche del terreno, alla capacità portante, per ciascun Caso di calcolo.

Caso	$\gamma_{G1, fav}$	$\gamma_{G1, sfa}$	$\gamma_{G2, fav}$	$\gamma_{G2, sfa}$	$\gamma_{Q1, fav}$	$\gamma_{Q1, sfa}$		
1	1.00	1.30	0.80	1.50	0.00	1.50		
Caso	γ_γ	γ_ϕ	γ_c	$\gamma_{R,v}$	$\gamma_{R,h}$	$\gamma_{R,e}$	$\gamma_{R,eq}$	$\gamma_{R,upl}$
1	1.00	1.00	1.00	1.40	1.10	1.00	1.00	1.00

Segue la tabella riassuntiva di tutte le verifiche di capacità portante, i dettagli sono riportati nei paragrafi successivi.

Caso	Cond. drenate			Cond. non drenate		
	E_d [kN]	R_d [kN]	Verifica	E_d [kN]	R_d [kN]	Verifica
I-1	6566	8095.478	SI (8095.478/6566 = 1.23 >= 1.0)	Verifica non richiesta.		

Descrizione del metodo di calcolo.

Il calcolo della capacità portante viene eseguito secondo la formula trinomia, considerando separatamente i contributi dovuti alla coesione, al sovraccarico laterale ed al peso del terreno.

Per le verifiche in condizioni drenate, si utilizzano i coefficienti di capacità portante N_q (Prandtl, 1921), N_c (Reissner, 1924), N_g (Vesic, 1973), i coefficienti correttivi dovuti alla forma della fondazione (s , Meyerhof, 1951 e 1963), all'approfondimento (d , Brinch Hansen, 1970), all'inclinazione del carico (i , Vesic, 1973), all'inclinazione del piano di posa (b , Vesic, 1973), all'inclinazione del piano campagna (g , Vesic, 1973).

Nel caso di terreno eterogeneo (litologie differenti, presenza di falda), i parametri meccanici utilizzati nel calcolo sono ottenuti come media ponderata dei valori rinvenuti all'interno del cuneo di rottura.

La resistenza a scorrimento, viene ottenuta sommando i contributi del carico normale al piano di posa moltiplicato per il coefficiente d'attrito, e dell'area del piano di posa (eventualmente ridotta per carico verticale eccentrico) per l'adesione fondazione-terreno. In condizioni drenate, l'attrito fondazione terreno è assunto pari all'angolo di resistenza al taglio del terreno moltiplicato per il coefficiente 0.75, l'adesione fondazione terreno è trascurata (assunta pari a 0). Si considera il contributo della pressione del terreno a lato della fondazione. La resistenza laterale del terreno è assunta pari alla resistenza passiva disponibile moltiplicata per 0.50.

Descrizione della fondazione.

La fondazione ha piano di posa rettangolare, con lato X di 600 [cm], lato Y di 2000 [cm], e centro alla quota $z = 0$ [cm]. Il piano di posa è orizzontale.

Descrizione del terreno.

La stratigrafia è eterogenea, presenta 3 strati							
n.	nome	z _i [cm]	z _f [cm]	γ _s [kN/m ³]	γ _t [kN/m ³]	c' [N/mm ²]	φ' [°]
1	Sabbia	0	-850	20	20	0	33
2	Sabbia	-850	-950	18	18	0	24
3	Sabbia	-950	-2000	20	20	0	34
La stratigrafia non contiene una falda							

Verifiche in condizioni drenate.

Sollecitazioni al piano di posa.

Si riportano di seguito le componenti della sollecitazione applicata.

Rispetto al sistema di rif. globale:					
Caso	F _x [kN]	F _y [kN]	F _z [kN]	M _x [kN*m]	M _y [kN*m]
1-1	-4234	0	-6566	0	2727.66
Rispetto al sistema di rif. locale (centro piano di posa):					
Caso	H _x [kN]	H _y [kN]	V _z [kN]	M _x [kN*m]	M _y [kN*m]
1-1	-4234	0	-6566	0	2727.66

Le sollecitazioni applicate provocano un'eccentricità lungo X (max = 41.54 [cm]), perciò le verifiche vengono eseguite sulla fondazione ridotta rettangolare.

Caso	ecc. X [cm]	ecc. Y [cm]	Asse B	Asse L
1-1	41.54	0	asse X	asse Y

Capacità portante.

Le seguenti tabelle elencano il valore dell'angolo di resistenza al taglio, del peso di volume alleggerito, della coesione efficace, del sovraccarico alleggerito, e dei fattori e coefficienti introdotti nel calcolo della capacità portante.

Caso	γ _φ	γ _γ	φ [°]	γ' [kN/m ³]	N _γ	s _γ	d _γ	i _{bγ}	i _γ	b _γ	g _γ	q' _{lim,γ} [N/mm ²]
1-1	1.00	1.00	33	20	35.19	1.09	1.00	0.06	1.00	1.00	1.00	0.11
Caso	γ _c	c' [N/mm ²]	N _c	s _c	d _c	i _{bc}	i _{lc}	b _c	g _c	q' _{lim,c} [N/mm ²]		
1-1	1.00	0	38.64	1.18	1.00	0.12	1.00	1.00	1.00	0		
Caso	q' [N/mm ²]	N _q	s _q	d _q	i _{bq}	i _{iq}	b _q	g _q	q' _{lim,q} [N/mm ²]			
1-1	0	26.09	1.09	1.00	0.16	1.00	1.00	1.00	0			

Segue il confronto fra la pressione limite ed applicata.

Caso	γ _{R,v}	q' _{lim} [N/mm ²]	A [cm ²]	R _d [kN]	E _d [kN]	Verifica
1-1	1.40	0.078	1033831.25	8095.478	6566	SI (8095.478/6566 = 1.23 >= 1.0)

DATI STRUTTURA:

*** DATI STRUTTURA

Unita` di misura :
 LUNGHEZZE : cm
 SUPERFICI : cm²
 DATI SEZIONALI : cm
 ANGOLI : gradi
 FORZE : kN
 MOMENTI : kNm
 CARICHI LINEARI : kN/m
 CARICHI SUPERFIC. : kN/m²
 TENSIONI : N/mm²
 PESI DI VOLUME : kN/m³
 COEFF. DI WINKLER : kN/m³
 RIGIDENZE VINCOL.: kN/cm - kNm/rad

NODI				num.=
Nome	Coord. X	Coord. Y	Coord. Z	
1	500.000	0.000	0.000	2
2	500.000	0.000	475.000	

ASTE						num.=
Nome	Proprieta`	Nodo iniz.	Nodo fin.	Rilasci in.	Rilasci fin.	Orient.
1	1	1	2			0.0

PROPRIETA` ASTE							num.=
Nome	Materiale	Base Kw vertic.	Altezza Kw orizz.	Area J tors.	Area tag. Y J fless. Y	Area tag. Z J fless. Z	
1	1	2000.00 0.00	100.00 0.00	2.00000E+05	1.66667E+05	1.66667E+05	1.66667E+05 1.66667E+08 6.66667E+10

MATERIALI					num.=
Nome	Mod. elast.	Coeff. nu	Mod. tang.	Peso spec.	Dil. te.
1	3.00000E+04	1.50000E-01	1.30000E+04	2.50000E+01	1.00000E-05

VINCOLI							num.=
Nodo	Rigid. X	Rigid. Y	Rigid. Z	Rigid. RX	Rigid. RY	Rigid. RZ	
1	bloccato	bloccato	6.00000E+04	2.00000E+08	1.80000E+07	bloccato	

CARICHI NODI				num.=
Nome	Nodo	Direzione	Intensita`	
1	1	Z	-8624.000	12
2	1	Ry	9400.0000	
3	1	X	-406.000	
4	1	Ry	-966.0000	
5	1	X	-3354.000	
6	1	Ry	-4192.5000	
7	1	X	-1144.000	
8	1	Ry	-125.8400	
9	1	Z	2058.000	
10	1	Ry	-2058.0000	
11	1	X	670.000	
12	1	Ry	670.0000	

CARICHI DI LINEA							num.=
Nome	numero	coordinata	Intensita`				
	inizio	fine	Cond. Direz.	inizio	fine	Descrizione	
							0

CONDIZIONI DI CARICO				num.=
Nome		N. carichi:		
1	Peso_proprio Lista carichi: 1-2	2		6
2	SpintaDinamica1 Lista carichi: 3-4	2		
3	SpintaDinamica2 Lista carichi: 5-6	2		
4	SpintaIdrostatica Lista carichi: 7-8	2		
5	Sottospinta Lista carichi: 9-10	2		
6	SpintaPassiva Lista carichi: 11-12	2		

RISULTANTI DEI CARICHI (punto di applicazione nell'origine degli assi):						
cond.	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
1	0.000000E+00	0.000000E+00	-8.624000E+03	0.000000E+00	5.252000E+04	0.000000E+00
2	-4.060000E+02	0.000000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00	-9.660000E+02	0.000000E+00
3	-3.354000E+03	0.000000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00	-4.192500E+03	0.000000E+00
4	-1.144000E+03	0.000000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00	-1.258400E+02	0.000000E+00
5	0.000000E+00	0.000000E+00	2.058000E+03	0.000000E+00	-1.234800E+04	0.000000E+00
6	6.700000E+02	0.000000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00	6.700000E+02	0.000000E+00

PROGETTO DEL SISTEMA D'ANCORAGGIO

Sono stati coinvolti i progettisti dell'ufficio tecnico Hilti.

Il prodotto considerato (consigliato dai tecnici Hilti per questa applicazione) è la **resina Hilti HY200A**

Per il progetto e la verifica sono state impiegate barre a aderenza migliorata diametro 20mm, profondità di posa 400 mm e calcestruzzo C16/20.

E' stato ipotizzato che il nuovo getto si comporti come un blocco rigido modellando la ripresa come un ancorante (assumendo assenza di armatura nel muro a gravità esistente).

I fori saranno eseguiti in roto-percussione, foro ruvido quindi, ed in condizioni asciutte).

La resina Hilti HY200A permette di lavorare con tempistiche di maturazione rapide, ottimizzando anche i costi operativi di cantiere.

Per il tema classe di acciaio delle barre a aderenza migliorata, nel report la verifica viene fatta con barre B500B con la resina HY200A.

Questo è esclusivamente dovuto a ragioni di mercato. Infatti, essendo il software di verifica dell'ancoraggio un software global, per ragioni di mercato per questa resina si utilizza la classe B500B per l'acciaio, in quanto maggiormente diffusa sul mercato internazionale.

In questo caso specifico, tale variazione di classe è di fatto irrilevante a fini della nostra verifica: lato acciaio, siamo più che abbondantemente entro i limiti di rottura.

Naturalmente in opera verrà usato un acciaio con classe B450C.

CONCLUSIONI

La struttura a seguito della sopraelevazione prevista risulta verificata localmente nella sezione maggiormente sollecitata (quota + 5.25) rispetto alle azioni di calcolo sia con riferimento alla porzione esistente che relativamente alla nuova porzione di diga in progetto.

Anche le verifiche di Stabilità Globale condotte (capacità portante, scorrimento e ribaltamento hanno fornito riscontri positivi.

Infine, è già stato previsto e progettato il sistema di ancoraggio della nuova porzione di struttura alla struttura esistente (come da documentazione allegata).

E' comunque prevista, nel corso dei lavori, una campagna di prove finalizzate alla determinazione della resistenza degli ancoraggi fissati su supporti in cls mediante prove di trazione in situ, per una verifica reale in loco (oltre a quella teorica prodotta) sulla bontà del numero e dimensionamento degli ancoraggi.

Allegati:

- ALL1-Varazze_Frangionde_calcestruzzo_HY200A
- ALL2-VOCI DI CAPITOLATO PROVE IN SITU

INTEGRAZIONE DELLA RELAZIONE CON GLI APPROFONDIMENTI RICHIESTI

- FOGLIO DI CALCOLO 1 Verifica Azioni Sez. + 5,25 (di calcolo - a favore di sicurezza)
- FOGLIO DI CALCOLO 2 Verifica Azioni Sez. + 5,25 (situazione reale - non utilizzata nel calcolo)
- FOGLIO DI CALCOLO AGGIORNATO Stabilità Globale - STATO DI FATTO
- FOGLIO DI CALCOLO AGGIORNATO Stabilità Globale - SOPRAELEVAZIONE IN PROGETTO

IL PROGETTISTA

arch. Massimiliano Colucci



www.hilti.it

Impresa:		Pagina:	1
Indirizzo:		Progettista:	
Telefono Fax:		E-mail:	
Design:	calcestruzzo - 5 feb 2020	Data:	05/02/2020
Contratto N°:			

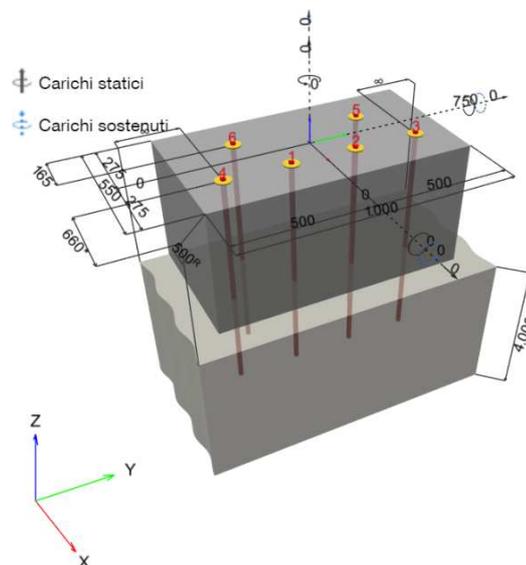
Commenti del progettista:
1 Dati da inserire


Tipo e dimensione dell'ancorante:	HIT-HY 200-A + Rebar 20mm
Periodo di ritorno (durata in anni):	50
Codice articolo:	non disponibile (inserire) / 434674 HIT-HY 200-A (composto indurente)

Hilti Seismic set o altro sistema per il riempimento dello spazio aulare tra piastra e ancorante.

Profondità di posa effettiva:	$h_{ef,act} = 400,0 \text{ mm}$ ($h_{ef,limit} = - \text{ mm}$)
Materiale:	B500B
Certificazione No.:	Dati Tecnici Hilti
Emesso Valido:	- -
Prova:	Valutazione ingegneristica SOFA BOND dopo la campagna di test ETAG BOND
Fissaggio distanziato:	$e_b = 0,0 \text{ mm}$ (Senza distanziamento); $t = 500,0 \text{ mm}$
Piastra d'ancoraggio ^R :	$l_x \times l_y \times t = 550,0 \text{ mm} \times 1.000,0 \text{ mm} \times 500,0 \text{ mm}$; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)
Profilo:	nessun profilo
Materiale base:	non fessurato calcestruzzo, C16/20, $f_{c,cube} = 20,00 \text{ N/mm}^2$; $h = 4.000,0 \text{ mm}$, Temp. Breve/Lungo: 0/0 °C
Installazione:	Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto
Armatura:	nessuna armatura o interasse tra le armature $\geq 150 \text{ mm}$ (qualunque \varnothing) o $\geq 100 \text{ mm}$ ($\varnothing \leq 10 \text{ mm}$) senza armatura di bordo longitudinale

^R - Il calcolo dell'ancoraggio presuppone la presenza di una piastra di ancoraggio rigida.

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]


www.hilti.it

Impresa:		Pagina:	2
Indirizzo:		Progettista:	
Telefono Fax:		E-mail:	
Design:	calcestruzzo - 5 feb 2020	Data:	05/02/2020
Contratto N°:			

1.1 Combinazione carichi

Caso	Descrizione	Forze [kN] / Momenti [kNm]	Sismico	Fuoco	Util. max. Tassello [%]
1	Combinazione 1	N = 0,000; V _x = 0,000; V _y = 0,000; M _x = 0,000; M _y = -75,000; M _z = 0,000;	no	no	97

2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

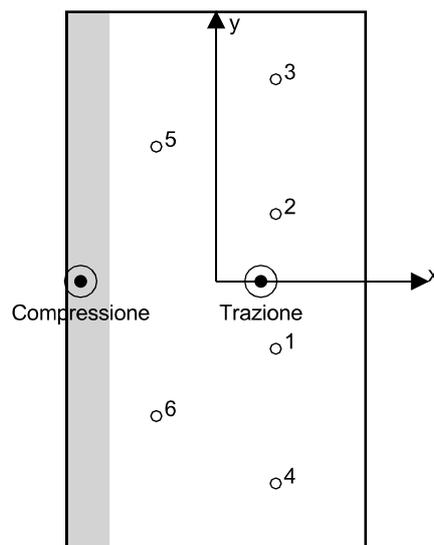
Condizione di carico: Carichi di progetto

Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	49,429	0,000	0,000	0,000
2	49,429	0,000	0,000	0,000
3	49,429	0,000	0,000	0,000
4	49,429	0,000	0,000	0,000
5	14,142	0,000	0,000	0,000
6	14,142	0,000	0,000	0,000

Compressione max. nel calcestruzzo: 0,20 [‰]
 Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: 5,88 [N/mm²]
 risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(82,5/0,0): 226,001 [kN]
 risultante delle forze di compressione (x/y)=(-249,4/0,0): 226,001 [kN]



Le forze di ancoraggio vengono calcolate presupponendo una piastra di ancoraggio rigida.

www.hilti.it

 Impresa:
 Indirizzo:
 Telefono | Fax: |
 Design: calcestruzzo - 5 feb 2020
 Contratto N°:

 Pagina: 3
 Progettista:
 E-mail:
 Data: 05/02/2020

3 Carico di trazione (EOTA TR 029, Sezione 5.2.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_N [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	49,429	123,571	41	OK
Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento**	226,001	513,007	45	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	226,001	233,604	97	OK
Fessurazione**	226,001	496,771	46	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

3.1 Rottura dell'acciaio

$N_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$N_{Rd,s}$ [kN]	N_{Sd} [kN]
173,000	1,400	123,571	49,429

3.2 Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento

$A_{d,N}$ [mm ²]	$A_{p,N}^0$ [mm ²]	$\tau_{Rk,ucr,25}$ [N/mm ²]	$s_{cr,Np}$ [mm]	$c_{cr,Np}$ [mm]	c_{min} [mm]
768,279	256,000	12,00	506,0	253,0	165,0
ψ_c	$\tau_{Rk,ucr}$ [N/mm ²]	k	$\psi_{g,Np}^0$	$\psi_{g,Np}$	
0,976	11,71	3,200	1,377	1,149	
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,Np}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,Np}$	$\psi_{s,Np}$	$\psi_{re,Np}$
45,8	0,847	0,0	1,000	0,896	1,000
$N_{Rk,p}^0$ [kN]	$N_{Rk,p}$ [kN]	$\gamma_{M,p}$	$N_{Rd,p}$ [kN]	N_{Sd} [kN]	
294,280	769,511	1,500	513,007	226,001	

3.3 Rottura conica del calcestruzzo

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]		
1.920.750	1.440.000	600,0	1.200,0		
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$
45,8	0,929	0,0	1,000	0,783	1,000
k_1	$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$N_{Rd,c}$ [kN]	N_{Sd} [kN]	
10,100	361,349	1,500	233,604	226,001	

3.4 Fessurazione

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,sp}$ [mm]	$s_{cr,sp}$ [mm]	$\psi_{h,sp}$		
1.216.750	640.000	400,0	800,0	1,468		
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	k_1
45,8	0,897	0,0	1,000	0,824	1,000	10,100
$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,sp}$	$N_{Rd,sp}$ [kN]	N_{Sd} [kN]			
361,349	1,500	496,771	226,001			

www.hilti.it

Impresa:		Pagina:	4
Indirizzo:		Progettista:	
Telefono Fax:		E-mail:	
Design:	calcestruzzo - 5 feb 2020	Data:	05/02/2020
Contratto N°:			

4 Carico di taglio (EOTA TR 029, Sezione 5.2.3)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_V [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione **	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

5 Spostamenti (ancorante più sollecitato)

Carichi a breve termine:

$$\begin{aligned} N_{Sk} &= 36,614 \text{ [kN]} & \delta_N &= 0,1165 \text{ [mm]} \\ V_{Sk} &= 0,000 \text{ [kN]} & \delta_V &= 0,0000 \text{ [mm]} \\ & & \delta_{NV} &= 0,1165 \text{ [mm]} \end{aligned}$$

Carichi a lungo termine:

$$\begin{aligned} N_{Sk} &= 36,614 \text{ [kN]} & \delta_N &= 0,2185 \text{ [mm]} \\ V_{Sk} &= 0,000 \text{ [kN]} & \delta_V &= 0,0000 \text{ [mm]} \\ & & \delta_{NV} &= 0,2185 \text{ [mm]} \end{aligned}$$

Commenti: Gli spostamenti a trazione risultano validi con metà del valore della coppia di serraggio richiesta per non fessurato calcestruzzo! Gli spostamenti a taglio sono validi trascurando l'attrito tra il calcestruzzo e la piastra d'ancoraggio! Lo spazio derivante dal foro eseguito con perforatore e dalle tolleranze dei fori non viene considerato in questo calcolo!

Gli spostamenti ammissibili dell'ancorante dipendono dalla struttura fissata e devono essere definiti dal progettista!

6 Attenzione

- Fenomeni di redistribuzione dei carichi sugli ancoranti derivanti da eventuali deformazioni elastiche della piastra non sono presi in considerazione. Si assume una piastra di ancoraggio sufficientemente rigida in modo che non risulti deformabile sotto l'azione di carichi!
- La verifica del trasferimento dei carichi nel materiale base è necessaria in accordo all'EOTA TR 029 sezione 7!
- Il calcolo è valido solo se le dimensioni dei fori sulla piastra non superano i valori indicati nella Tabella 4.1 da EOTA TR029! Per diametri dei fori superiori vedere il capitolo 1.1 dell'EOTA TR029!
- Il progetto selezionato prevede i fori pieni, Accertarsi che esista un metodo adeguato per riempire lo spazio anulare tra l'elemento di fissaggio e HIT-HY 200-A + Rebar 20mm, e contattare Hilti per qualsiasi dubbio.
- La lista accessori inclusa in questo report di calcolo è da ritenersi solo come informativa dell'utente. In ogni caso, le istruzioni d'uso fornite con il prodotto dovranno essere rispettate per garantire una corretta installazione.
- La pulizia del foro deve essere effettuata in conformità alle istruzioni di posa (soffiare con aria compressa due volte (min. 6 bar), spazzolare due volte, soffiare con aria compressa due volte (min. 6 bar)).
- L'adesione chimica caratteristica dipende dalle temperature di breve e di lungo periodo.
- Il metodo SOFA (fori riempiti) assume l'assenza di spazi anulari tra gli ancoranti e la piastra di ancoraggio. Questo può essere ottenuto mediante il riempimento con resina di sufficiente resistenza a compressione (p.e. usando il sistema Hilti Seismic/Filling set) o attraverso altri mezzi idonei.
- L'utente è responsabile della conformità alle norme correnti (e.g. EC3, AS 4100, ecc.)
- Una verifica agli Stati Limite d'Esercizio non è eseguita da SOFA e deve essere effettuata dall'utente!
- L'adesione chimica caratteristica dipende dal periodo di ritorno (durata in anni): 50



www.hilti.it

Impresa:		Pagina:	5
Indirizzo:		Progettista:	
Telefono Fax:		E-mail:	
Design:	calcestruzzo - 5 feb 2020	Data:	05/02/2020
Contratto N°:			

L'ancoraggio risulta verificato!

www.hilti.it

Impresa:
 Indirizzo:
 Telefono | Fax: |
 Design: calcestruzzo - 5 feb 2020
 Contratto N°:

Pagina: 6
 Progettista:
 E-mail:
 Data: 05/02/2020

7 Dati relativi all'installazione

Piastra d'ancoraggio, acciaio: S 235; E = 210.000,00 N/mm²; f_{yk} = 235,00 N/mm²

Profilo: nessun profilo

Diametro del foro nella piastra: d_f = 20,0 mm

Spessore della piastra (input): 500,0 mm

Spessore della piastra raccomandato: non calcolato

Metodo di perforazione: Foro con perforazione a roto-percussione

Pulizia: E' necessaria una pulizia accurata del foro (Premium cleaning)

Tipo e dimensione dell'ancorante: HIT-HY 200-A + Rebar 20mm

Codice articolo: non disponibile (inserire) / 434674 HIT-HY 200-A (composto indurente)

Coppia di serraggio: -

Diametro del foro nel materiale base: 25,0 mm

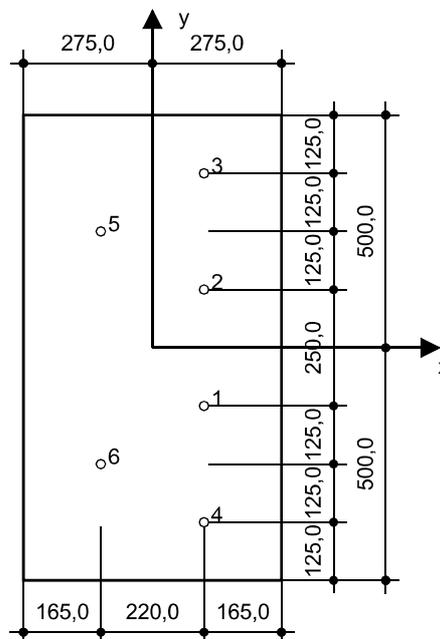
Profondità del foro nel materiale base: 400,0 mm

Spessore minimo del materiale base: 450,0 mm

Hilti Rebar con HIT-HY 200 Resina ad iniezione, profondità di posa 400 mm, 20mm, Foro eseguito con roto-percussione installazione come da istruzioni per l'uso, con fori riempiti attraverso Set Dinamico o altre soluzioni analoghe.

7.1 Accessori richiesti

Perforazione	Pulizia	Posa
<ul style="list-style-type: none"> • Idoneo per rotopercussione • Dimensione appropriata della punta del trapano 	<ul style="list-style-type: none"> • Aria compressa con i relativi accessori necessari per soffiare a partire dal fondo del foro. • Diametro appropriato dello scovolino 	<ul style="list-style-type: none"> • Il dispenser include il portacartucce e il miscelatore • Per installazioni profonde è necessario utilizzare l'ugello per iniezione • Seismic/Filling set • Chiave dinamometrica



Coordinate dell'ancorante mm

Ancorante	x	y	c _{-x}	c _{+x}	c _{-y}	c _{+y}	Ancorante	x	y	c _{-x}	c _{+x}	c _{-y}	c _{+y}
1	110,0	-125,0	385,0	660,0	-	-	4	110,0	-375,0	385,0	660,0	-	-
2	110,0	125,0	385,0	660,0	-	-	5	-110,0	250,0	165,0	880,0	-	-
3	110,0	375,0	385,0	660,0	-	-	6	-110,0	-250,0	165,0	880,0	-	-

**www.hilti.it**

Impresa:		Pagina:	7
Indirizzo:		Progettista:	
Telefono Fax:		E-mail:	
Design:	calcestruzzo - 5 feb 2020	Data:	05/02/2020
Contratto N°:			

8 Osservazioni; doveri del cliente

- Tutte le informazioni e i dati contenuti nel Software riguardano solamente l'uso di prodotti Hilti e si basano su principi, formule e norme di sicurezza in conformità con le indicazioni tecniche, di funzionamento, montaggio e assemblaggio, ecc. della Hilti che devono essere rigorosamente rispettate da parte dell'utente. Tutti i valori in esso contenuti sono valori medi, quindi vanno effettuati test specifici prima di utilizzare il prodotto Hilti in questione. I risultati dei calcoli effettuati mediante il software si basano essenzialmente sui dati che l'utente ha inserito. Di conseguenza l'utente è l'unico responsabile per l'assenza di errori, la completezza e la pertinenza dei dati che vanno immessi. Inoltre, l'utente ha la responsabilità di far controllare e correggere i risultati dei calcoli da parte di un esperto, con particolare riguardo al rispetto di norme e autorizzazioni, prima di utilizzarli per uno scopo specifico. Il software serve solo come un compendio per interpretare le norme e i permessi, senza alcuna garanzia circa l'assenza di errori, la correttezza e la pertinenza dei risultati o di idoneità per una specifica applicazione.
- L'utente deve applicare tutti gli accorgimenti necessari e ragionevoli per prevenire o limitare i danni causati dal software. In particolare, l'utente deve organizzare un backup periodico dei programmi e dei dati e, se necessario, effettuare gli aggiornamenti del software offerti da Hilti in maniera regolare. Se non si utilizza la funzione di aggiornamento automatico del software, l'utente deve assicurarsi di utilizzare l'ultima versione e quindi di mantenere aggiornato il Software effettuando aggiornamenti manuali dal sito web Hilti. Hilti non è responsabile per le conseguenze derivanti da una violazione colposa di responsabilità da parte dell'utente, come il recupero di dati o programmi persi o danneggiati.



5.1 Determinazione della resistenza di ancoraggi fissati su supporti in muratura mediante prove di trazione in situ

Esecuzione di test in situ con tester tipo **Hilti HAT** per la determinazione della resistenza in opera di ancoraggi su supporto in muratura mediante prove distruttive e non-distruttive, in accordo alle linee guida ETAG o BS.

I tester tipo **Hilti HAT** o **similari** dovranno essere dotati di opportuno sensore di spostamento e supporto distanziatore:

Tipo di tester	Carico massimo raggiungibile
HAT 30 – carichi leggeri	30 kN
HAT 180 – carichi medi	180 kN
HAT 370 – carichi pesanti	370 kN

A seguito della prova, il servizio dovrà fornire idonea documentazione corredata di grafici carico-spostamento e rilievo fotografico.

• Testers idonei per carichi leggeri, medi e pesanti

• Sensore di spostamento
• Report di valutazione

Ulteriori informazioni riguardo le caratteristiche tecniche del prodotto al link: www.hilti.it/prove-di-trazione-in-situ



5.2 Esecuzione di test di verifica di ancoraggi fissati su supporti in calcestruzzo mediante prove di trazione in situ



Esecuzione di test in situ con tester tipo **Hilti HAT** per la determinazione della qualità dell'applicazione in opera di ancoraggi fissati su supporto in calcestruzzo mediante prove non-distruttive, in accordo alle linee guida BS. Dovranno essere eseguiti test su un numero $\geq 5\%$ del totale degli ancoraggi installati con un numero minimo ≥ 3 .

I tester tipo **Hilti HAT** o **similari** dovranno essere dotati di opportuno sensore di spostamento e supporto distanziatore:

Tipo di tester	Carico massimo raggiungibile
HAT 30 – carichi leggeri	30 kN
HAT 180 – carichi medi	180 kN
HAT 370 – carichi pesanti	370 kN

Il servizio dovrà fornire idonea documentazione corredata di grafici carico-spostamento e rilievo fotografico.

• Testers idonei per carichi leggeri, medi e pesanti

• Sensore di spostamento
• Report di valutazione

Ulteriori informazioni riguardo le caratteristiche tecniche del prodotto al link: www.hilti.it/prove-di-trazione-in-situ

FOGLIO 1

Verifica Azioni Sez. + 5,25 (di calcolo - a favore di sicurezza) (Metodo di Iribarren)

Dati di base

Onda incidente	H	6,50	m	H1/10 Tr=100
γ cls	g	2,45	t/mc	(su una profondità di 6 metri)
γ acqua	g	1,03	t/mc	
Quota imbasamento	hi	0,50	m	
Quota sommità	hs	7,25	m	
Larghezza base	L	6,00	m	

Pressioni dinamiche

a quota max	9,75	PH =	0	t/mq
a quota min	-1,63	P =	8,37	t/mq
a quota	0,00	Po =	7,17	t/mq
a quota imbasamento	0,50	Pi =	6,81	t/mq
a quota sommità	7,25	Ps =	1,83	t/mq
a quota sovrizzo	7,25	Ps1 =	1,83	t/mq
a quota muro	5,25	Psm =	3,31	t/mq
a quota deflettore	5,75	Ss 1 =	2,94	t/mq

Vento	v	1,2X29	V =	167	Kg/mq
	Ce	1,8			
	Cp	1,2			

Altezza Innalz.	2,00
Larghezza Innalz.	0,9
Larghezza Deflettore	0,25

	Spinte		Bracci		Momenti	
Sd1	3,66	t/m	1,00	m	3,66	tm/m
Sd2	1,48	t/m	0,67	m	0,99	tm/m
Vento	0,33	t/m	1,00	m	0,33	tm/m
Sdtot	5,47	t/m			4,98	
Sottospinta	0,74	t/m	1,23	m	0,90	tm/m
				Mrib	5,88	tm/m

FOGLIO 2

Verifica Azioni Sez. + 5,25 (situazione reale - non utilizzata nel calcolo)
(Metodo di Iribarren)

Dati di base

Onda incidente	H	6,50	m	H1/10 Tr=100
Peso specifico Cls	γ cls	2,45	t/mc	(su una profondità di 6 metri)
Peso specifico acqua	γ acqua	1,03	t/mc	
Quota imbasamento	hi	0,50	m	
Quota sommità	hs	7,25	m	
Larghezza base	L	6,00	m	

Pressioni dinamiche

a quota max	9,75	PH =	0	t/mq
a quota min	-1,63	P =	8,37	t/mq
a quota	0,00	Po =	7,17	t/mq
a quota imbasamento	0,50	Pi =	6,81	t/mq
a quota sommità	7,25	Ps =	1,83	t/mq
a quota sovralzo	7,25	Ps1 =	1,83	t/mq
a quota sezione	6,00	Psm =	2,76	t/mq
a quota deflettore	5,75	Ss 1 =	2,94	t/mq

Vento	v	1,2X29	V =	167	Kg/mq
	Ce	1,8			
	Cp	1,2			

Altezza Innalz.	1,25
Larghezza Innalz.	0,9
Larghezza Deflettore	0,25

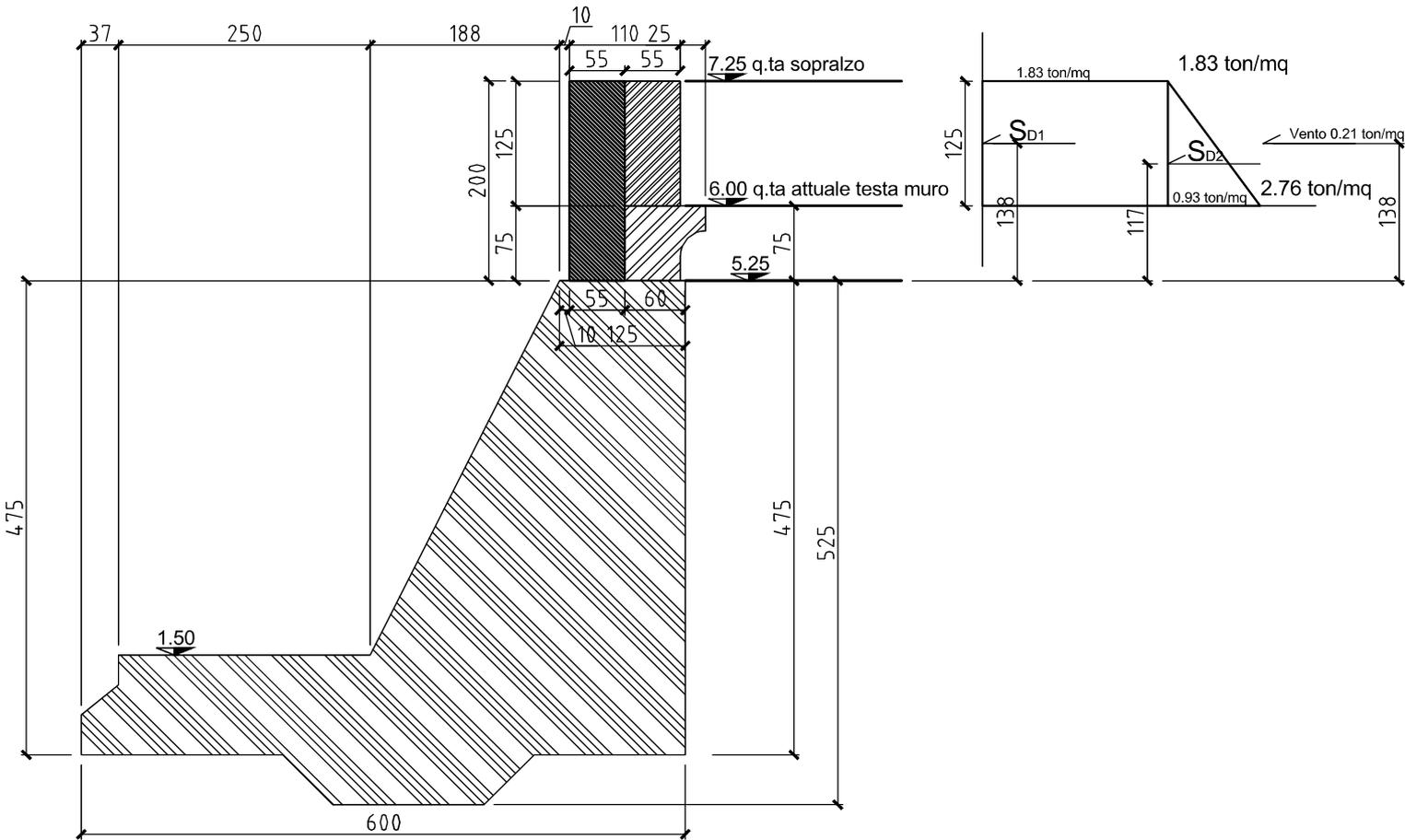
	Spinte		Bracci		Momenti	
Sd1	2,29	t/m	1,38	m	3,16	tm/m
Sd2	0,58	t/m	1,17	m	0,68	tm/m
Vento	0,20875	t/m	1,38	m	0,29	tm/m
Sdtot	3,08	t/m			4,12	

VERIFICHE LOCALI

azioni SEZ. +5.25 reale

(a sfavore di sicurezza **NON ADOTTATO NEL CALCOLO**)

(prevede l'apporto della vecchia sopraelevazione)



Stabilità Globale - STATO DI FATTO

(Metodo di Iribarren)

Dati di base

Onda incidente	H	5,11	m	(Hs Tr=100
Peso specifico Cls	γ cls	2,45	t/mc	(su una profondità di 6 metri)
Peso specifico acqua	γ acqua	1,03	t/mc	
Quota imbasamento	Quota imbasamento	0,50	m	
Quota sommità	Quota sommità	6,00	m	
Larghezza base	Larghezza base	6,00	m	

Calcolo pressioni, spinte e momento ribaltante

Pressioni dinamiche							
a quota max	7,67		PH =	0	t/mq		
a quota min	-1,28		P =	6,58	t/mq		
a quota	0,00		Po =	5,64	t/mq		
a quota imbasamento	0,50		Pi =	5,27	t/mq		
a quota sommità	6,00		Ps =	1,22	t/mq		
Spinta dinamica							
		Spinte		Bracci		Momenti	
Sd1	6,71	t/m		2,75	m	18,45	tm/m
Sd2	11,14	t/m		1,83	m	20,42	tm/m
Sdtot	17,85	t/m			Mrrib	38,87	tm/m
Pressione idrostatica							
a quota max	3,83		PH =	0	t/mq		
a quota	0,00		Po =	3,95	t/mq		
a quota imbasamento	0,50		Pi =	3,43	t/mq		
a quota sommità	6,00		Ps =	0	t/mq		
Spinta idrostatica							
		Spinte		Bracci		Momenti	
Si	5,72	t/m		1,11	m	6,35	tm/m
Sitot	5,72	t/m			Mrrib	6,35	tm/m
Sottospinta							
		Spinte		Braccio		Momenti	
Ss	10,29	t/m		4,00	m	41,16	tm/m
Spinta e Momento ribaltante complessivo							
Stot (Sdtot+Sitot)	23,57	t/m			Mrrib	86,39	tm/m

Calcolo pesi e momento stabilizzante

	L	H	Braccio	Peso	
Masso 1	4,75	1,25	2,37	14,55	ton/m
Masso 2	0,94	3,75	4,12	8,64	ton/m
Masso 3	1,25	4,75	5,37	14,55	ton/m
Sovr a	0,20	2,40	0,56	0,58	ton/m
Sovr b	3,80	0,16	2,27	0,18	ton/m
Sovr c	2,41	0,20	1,67	1,18	ton/m
	Peso		Braccio	Momenti	
Masso 1	14,55	t/m	2,37	34,48	tm/m
Masso 2	8,64	t/m	4,12	35,58	tm/m
Masso 3	14,55	t/m	5,37	78,12	tm/m
Sovr a	0,58	t/m	0,56	0,32	tm/m
Sovr b	0,18	t/m	2,27	0,41	tm/m
Sovr c	1,18	t/m	1,67	1,97	tm/m
Peso tot	39,67	t/m	4,09	Mst	162,25
Peso tot-Ss	29,38				

Verifiche di stabilità

Ribaltamento	Mstab / Mrrib =	1,88	>	1,15
Scorrimento	Coefficiente attriti cls-terreno	f =	0,75	
	Angolo di attrito terreno	ϕ =	33,00 °	
	Coefficiente M1		1,00	
	Angolo di attrito terreno di calcolo	ϕ' =	33,00 °	
	Angolo "taglione"	β =	45,00 °	
	Attrito "taglione"-terreno	δ =	22,00 °	
	Coefficiente di spinta passiva	Kp =	3,17	
	Aliquota spinta passiva		0,50	
	Altezza taglione	h =	0,50 m	
	Altezza suola	h1 =	0,80 m	
	Peso di volume terreno	γ =	1,80 t/m ³	
	Spinta Passiva	Sp =	5,15 t/m	
	Coefficiente R3		1,40	
	Spinta Passiva di calcolo	Sp =	3,68 t/m	
	Altezza pavimento	h2 =	0,20 m	
	Lunghezza pavimento	d =	14,00 m	
	Peso di volume pavimento	γ =	2,30 t/m ³	
	((Peso tot - Ss) x f + Sp) / Spinta tot =	1,30	>	1,1

Stabilità Globale - SOPRAELEVAZIONE IN PROGETTO

(Metodo di Iribarren)

Dati di base

Onda incidente	H	5,11	m	(Hs Tr=100)
Peso specifico Cls	γ cls	2,45	t/mc	(su una profondità di 6 metri)
Peso specifico acqua	γ acqua	1,03	t/mc	
Quota imbasamento	Quota imbasamento	0,50	m	
Quota sommità	Quota sommità	7,25	m	
Larghezza base	Larghezza base	6,00	m	

Calcolo pressioni, spinte e momento ribaltante

Pressioni dinamiche

a quota max	7,67	PH =	0	t/mq
a quota min	-1,28	P =	6,58	t/mq
a quota	0,00	Po =	5,64	t/mq
a quota imbasamento	0,50	Pi =	5,27	t/mq
a quota sommità	7,25	Ps =	0,30	t/mq

Spinta dinamica

	Spinte	Bracci	Momenti
Sd1	2,03	3,38	6,83
Sd2	16,77	2,25	37,74
Sdtot	18,80	t/m	Mrib 44,58

Pressione idrostatica

a quota max	3,83	PH =	0	t/mq
a quota	0,00	Po =	3,95	t/mq
a quota imbasamento	0,50	Pi =	3,43	t/mq
a quota sommità	7,25	Ps =	0	t/mq

Spinta idrostatica

	Spinte	Bracci	Momenti
Si	5,72	1,11	6,35
Sitot	5,72	t/m	Mrib 6,35

Sottospinta

	Spinte	Braccio	Momenti
Ss	10,29	4,00	41,16

Spinta e Momento ribaltante complessivo

Stot (Sdtot+Sitot)	24,52	t/m	Mrib 92,09	tm/m
---------------------------	--------------	------------	-------------------	-------------

Calcolo pesi e momento stabilizzante

	L	H	Braccio	Peso
Masso 1	4,75	1,25	2,37	14,55
Masso 2	0,94	3,75	4,12	8,64
Masso 3	1,25	4,75	5,37	14,55
Masso 4	1,10	2,00	5,40	5,39

Sovr a	0,20	2,40	0,56	0,58
Sovr b	3,80	0,16	2,27	0,18
Sovr c	2,41	0,20	1,67	0,50

	Peso	Braccio	Momenti
Masso 1	14,55	2,37	34,48
Masso 2	8,64	4,12	35,58
Masso 3	14,55	5,37	78,12
Masso 4	5,39	5,40	29,11

Sovr a	0,18	t/m	2,27	0,41
Sovr b	0,50	t/m	1,67	0,83
Sovr c	0,00	t/m	0,00	0,00

Peso tot	43,80	t/m	4,09	Mst 179,14
Peso tot-Ss	33,51			

Verifiche di stabilità

Ribaltamento

Mstab / Mrib =	1,95	>	1,15
-----------------------	-------------	---	-------------

Scorrimento

Coefficiente attriti cls-terreno	f =	0,75
Angolo di attrito terreno	ϕ =	33,00 °
Coefficiente M1		1,00
Angolo di attrito terreno di calcolo	ϕ' =	33,00 °
Angolo "taglione"	β =	45,00 °
Attrito "taglione"-terreno	δ =	22,00 °
Coefficiente di spinta passiva	Kp =	3,17
Aliquota spinta passiva		0,50
Altezza taglione	h =	0,50 m
Altezza suola	h1 =	0,80 m
Peso di volume terreno	γ =	1,80 t/m ³
Spinta Passiva	Sp =	5,70 t/m
Coefficiente R3		1,40
Spinta Passiva di calcolo	Sp =	4,07 t/m
Altezza pavimento	h2 =	0,20 m
Lunghezza pavimento	d =	14,00 m
Peso di volume pavimento	γ =	2,30 t/m ³

((Peso tot - Ss) x f + Sp) / Spinta tot =	1,39	>	1,1
---	-------------	---	------------