

DIREZIONE TECNICA

Concessioni Autostradali Venete - CAV S.p.A.

15 - 14

N. PROGETTO

INSTALLAZIONE DI ATTENUATORI D'URTO IN CORRISPONDENZA DEGLI SVINCOLI DELLA A57 - TANGENZIALE DI MESTRE, RACCORDO MARCO POLO E A4.

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE DI CALCOLO DEI BASAMENTI

Elab .n.

R2

IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO

Ing. Sabato Fusco



IL PROGETTISTA

Ing. Antonio Alessandri

ELABORAZIONE A CURA DI:

Ing. Francesco Castagnino

CONSULENZA:

PROGETTAZIONE SPECIALISTICA:



Rev.	Descrizione	Redatto	Controllato	Approvato	Data
00	Prima emissione	Ing. Francesco Castagnino	Ing. Antonio Alessandri	Ing. Antonio Alessandri	11 giugno 2015
01	Seconda emissione	Ing. Francesco Castagnino	Ing. Antonio Alessandri	Ing. Antonio Alessandri	3 luglio 2015
02	Terza emissione				20 gennaio 2017
03					

Codice Progetto :

INDICE

1	PREMESSA	2
2	DESCRIZIONE DELL'OPERA	2
3	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	3
3.1	LEGGI, DECRETI E CIRCOLARI	3
3.2	NORMATIVA EUROPEA ED INTERNAZIONALE	3
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	4
5	ANALISI DEI CARICHI ELEMENTARI AGENTI SULLA STRUTTURA	5
5.1	PESI PROPRI	5
5.2	azioni d'urto sugli attenuatori	5
6	COMBINAZIONI DI CARICO	6
6.1	COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE ULTIMO	6
7	VERIFICA DEI BASAMENTI DEGLI ATTENUATORI D'URTO	7
7.1	BASAMENTO ATTENUATORE D'URTO CLASSE 50	8
7.1.1	CALCOLO DELLE AZIONI AGENTI SULLA STRUTTURA	8
7.1.2	CALCOLO DELLA PRESSIONE SUL TERRENO	8
7.1.3	VERIFICA A RIBALTAMENTO	9
7.1.4	VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A. MAGGIORMENTE SOLLECITATE.	9
7.2	BASAMENTO ATTENUATORE D'URTO CLASSE 80	11
7.2.1	CARATTERISTICHE DEL BASAMENTO	11
7.2.2	CALCOLO DELLA PRESSIONE SUL TERRENO	11
7.2.3	VERIFICA A RIBALTAMENTO	12
7.2.4	VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A. MAGGIORMENTE SOLLECITATE.	12
7.3	BASAMENTO ATTENUATORE D'URTO CLASSE 110	13
7.3.1	CARATTERISTICHE DEL BASAMENTO	13
7.3.2	CALCOLO DELLA PRESSIONE SUL TERRENO	13
7.3.3	VERIFICA A RIBALTAMENTO	14
7.3.4	VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A. MAGGIORMENTE SOLLECITATE.	14
7.4	TASSELLI DI ANCORAGGIO PER INSTALLAZIONE DIRETTA SU SOLETTA ESISTENTE	15

1 PREMESSA

Con la presente si intendono illustrare i calcoli e le verifiche puntuali del dimensionamento dei basamenti di 19 attenuatori d'urto che verranno posizionati in corrispondenza degli svincoli lungo la tangenziale di Mestre (A57), raccordo Marco Polo (A27) e raccordo autostrada A4 - A13.

Il committente delle opere è CAV Concessioni Autostradali Venete.

2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

L'intervento prevede l'installazione di 19 attenuatori d'urto, dei quali 18 saranno montati su basamento di calcestruzzo armato con boccole e il rimanente su soletta in c.a. di un impalcato da ponte.

La soluzione del basamento provvisto di telaio con boccole integrato è stato scelto per la comodità di sostituzione dei perni rispetto agli ancoranti chimici in caso di danneggiamento dovuto all'urto.

La base di calcestruzzo armato prevede armatura longitudinale e trasversale, e un telaio con boccole filettate elettrosaldate fornito da ditta realizzatrice dell'attenuatore.

I basamenti sono di 4 tipologie distinte in funzione della classe di velocità dell'attenuatore:

- BASAMENTO ATTENUATORE D'URTO CLASSE 50: si presenta in forma di parallelepipedo con lunghezza=3.5m, larghezza=1.5m, spessore=0.3m;
- BASAMENTO ATTENUATORE D'URTO CLASSE 80: si presenta in forma di parallelepipedo con lunghezza=4.5m, larghezza=1.5m, spessore=0.35m;
- BASAMENTO ATTENUATORE D'URTO CLASSE 110: si presenta in forma di parallelepipedo con lunghezza=6.5m, larghezza=1.5m, spessore=0.25m;

Il dimensionamento e la verifica del basamento in questione è eseguita a partire dalle sollecitazioni massime derivanti dall'urto del veicolo sull'attenuatore; si assume che l'urto produca una forza orizzontale agente ad una certa altezza dal piano di estradosso della base cui si accompagna la nascita di sollecitazioni di flessione e tagli sul basamento e una distribuzione di sforzi di compressione tra basamento e sottofondo.

Per quanto riguarda l'installazione dell'attenuatore senza basamento si prevede la demolizione del manto stradale in corrispondenza dei punti di fissaggio dell'attenuatore.

Le azioni e i materiali prescritti rispettano quanto indicato nel D.M. 14.01.2008.

3 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

I calcoli riportati sono stati eseguiti secondo gli usuali metodi della Scienza delle Costruzioni e nel pieno rispetto delle normative vigenti.

Vengono considerati le seguenti fonti normative:

Azioni sulle strutture: Sono determinate secondo D.M. 14.01.2008,

Verifiche delle strutture: Sono svolte secondo D.M. 14.01.2008.

Il criterio di calcolo utilizzato per il progetto e la verifica è quello degli stati limite.

3.1 LEGGI, DECRETI E CIRCOLARI

- Legge 5.11.1971 n.1086 – “Norme tecniche per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- Circ. 02.02.2009 n. 617 - “Istruzioni per l’applicazione delle “ Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14.01.2008”.

3.2 NORMATIVA EUROPEA ED INTERNAZIONALE

- UNI EN 1990 – “Criteri generali di progettazione strutturale”
- UNI EN 1991 – Eurocodice 1 – “Azioni sulle strutture”.
- UNI EN 1992 – Eurocodice 2 – “Progettazione delle strutture di calcestruzzo”.
- UNI EN 1997 – Eurocodice 7 – “Progettazione geotecnica”.
- UNI EN 1998 – Eurocodice 8 – “Progettazione sismica”

In ossequio a quanto sopra affermato si condurranno le verifiche di resistenza applicando i criteri previsti dalle normative vigenti, i carichi accidentali e permanenti saranno quelli più gravosi, rispetto alle varie combinazioni di carico.

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Calcestruzzo classe C35/45 per le fondazioni :

CALCESTRUZZO			
MATERIALE	C35/45		
f_{ck}	=	35,00 MPa	Resistenza caratteristica cilindrica a compressione
$f_{ck,cube}$	=	45,00 MPa	Resistenza caratteristica cubica a compressione
f_{cm}	=	43,00 MPa	Resistenza media cilindrica a compressione
f_{ctm}	=	3,21 MPa	Resistenza media cilindrica a trazione
f_{ctk}	=	2,25 MPa	Resistenza caratteristica cilindrica a trazione
f_{ctm}	=	3,85 MPa	Resistenza caratteristica cilindrica a trazione per flessione
E_{cm}	=	34077,15 MPa	Modulo elastico istantaneo
ρ	=	2400,00 kg/m ³	Densità
COEFFICIENTI			
ν	=	0,20	Coefficiente di Poisson
α	=	1,00E-06	Coefficiente di dilatazione termica
γ_c	=	1,50	Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo
α_{cc}	=	0,85	Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata
η	=	1,00	Coefficiente per la determinazione della resistenza tangenziale di calcolo
RESISTENZE DI CALCOLO			
f_{cd}	=	19,83 MPa	Resistenza di calcolo a compressione (valida anche per elementi piani con spessore maggiore di 50mm)
f_{cd}	=	15,87 MPa	Resistenza di calcolo a compressione (valida per elementi piani con spessore minore di 50mm)
f_{ctk}	=	1,50 MPa	Resistenza di calcolo a trazione (valida anche per elementi piani con spessore maggiore di 50mm)
f_{ctk}	=	1,20 MPa	Resistenza di calcolo a trazione (valida per elementi piani con spessore minore di 50mm)
f_{bd}	=	3,37 MPa	Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo
f_{bd}	=	2,25 MPa	Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo (valida per ancoraggi in zona di calcestruzzo teso o con armature molto addensate)
ALTRE CARATTERISTICHE			
Consistenza	=	S4	
Classe di esposizione	=	XD3	
Max A/C	=	0,45	
Classe di resistenza minima	=	C35/45	
Minimo contenuto di cemento	=	320,00 kg/m ³	
Minimo contenuto d'aria	=	-- %	
Altri requisiti	=	--	
Condizione ambientale	=	Molto Aggressiva	
C_{min}	=	C28/35	
C_0	=	C45/55	
Copriferro per barre in piastre	=	35,00 mm	(C?C0)
Copriferro per barre in piastre	=	40,00 mm	(Cmin?C<C0)
Copriferro per barre	=	40,00 mm	(C?C0)
Copriferro per barre	=	45,00 mm	(Cmin?C<C0)
Copriferro per cavi in piastre	=	45,00 mm	(C?C0)
Copriferro per cavi in piastre	=	50,00 mm	(Cmin?C<C0)
Copriferro per cavi	=	50,00 mm	(C?C0)
Copriferro per cavi	=	50,00 mm	(Cmin?C<C0)

Acciaio B450C per armatura fondazioni:

ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO			
MATERIALE		B450C	
$f_{y\ nom}$	=	450,00 MPa	Resistenza caratteristica a snervamento
$f_{t\ nom}$	=	540,00 MPa	Resistenza caratteristica a rottura
f_{yk}	=	450,00 MPa	Tensione caratteristica di snervamento
f_{tk}	=	540,00 MPa	Tensione caratteristica a rottura
E	=	2,10E+05 MPa	Modulo di Elasticità longitudinale
G	=	8,08E+04 MPa	Modulo di Elasticità tangenziale
ρ	=	7850,00 kg/m ³	Densità
(Agt)k	?	7,50 %	Allungamento
$\varphi < 12\text{mm}$?	4,00 φ	Diametro minimo di piegamento e raddrizzamento a 90° senza cricche
12 φ ?16mm?		5,00 φ	Diametro minimo di piegamento e raddrizzamento a 90° senza cricche
16 φ ?25mm?		8,00 φ	Diametro minimo di piegamento e raddrizzamento a 90° senza cricche
25 φ ?40mm?		10,00 φ	Diametro minimo di piegamento e raddrizzamento a 90° senza cricche
COEFFICIENTI			
α	=	1,00E-06	Coefficiente di dilatazione termica
ν	=	0,30	Coefficiente di Poisson
γ_c	=	1,15	Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo
RESISTENZE DI CALCOLO			
f_{yd}	=	391,30 MPa	Resistenza di calcolo dell'acciaio

5 ANALISI DEI CARICHI ELEMENTARI AGENTI SULLA STRUTTURA

5.1 PESI PROPRI

I pesi propri degli elementi strutturali inseriti nei modelli di calcolo sono autodeterminati dal programma, in funzione delle dimensioni e del peso specifico del materiale:

$$\rho_{C.A.} = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$\rho_{acciaio} = 78,5 \text{ kN/m}^3$$

5.2 AZIONI D'URTO SUGLI ATTENUATORI

Gli attenuatori svolgono in caso d'urto l'importante funzione di assorbire una quota rilevante di energia dovuta all'impatto; il meccanismo è di tipo plastico e per tale ragione le forze da considerare nel calcolo di questi elementi sono desunte da prove sperimentali. Nella seguente tabella sono riportate le caratteristiche considerate ai fini del calcolo, la forza d'urto è stata ricavata da schede tecniche:

CLASSE	LARGHEZZA (m)	LUNGHEZZA (m)	DISTANZA TRA ESTRADOSSO PLATEA E PUNTO DI APPLICAZIONE FORZA D'URTO (m)	FORZA D'URTO (KN)
50,00	1,50	3,50	0,45	96,00
80,00	1,50	4,50	0,45	170,00
110,00	1,50	6,50	0,45	250,00

Qualora in fase di esecuzione si decidesse il montaggio di un attenuatore con caratteristiche diverse da quelle sopra indicate, si dovrà produrre una relazione di verifica dei basamenti.

6 COMBINAZIONI DI CARICO

6.1 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Si adottano le combinazioni prescritte dal DM 14/01/2008 espresse al paragrafo 2.5.3:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma G1G1 + \gamma G2G2 + \gamma PP + \gamma Q1Qk1 + \gamma Q2\psi 02Qk2 + \gamma Q3 \psi 03Qk3 + \dots$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G1 + G2 + P + Qk1 + \psi 02Qk2 + \psi 03Qk3 + \dots$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G1 + G2 + P + \psi 11Qk1 + \psi 22Qk2 + \psi 23Qk3 + \dots$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G1 + G2 + P + \psi 21Qk1 + \psi 22Qk2 + \psi 23Qk3 + \dots$$

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2 DM14/01/08):

$$E + G1 + G2 + P + \psi 21Qk1 + \psi 22Qk2 + \dots$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto Ad (v. § 3.6 DM14/01/08):

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

dove:

- Gk valore caratteristico delle azioni permanenti
- P valore caratteristico della forza di precompressione
- Qik valore caratteristico dell'azione variabile i-esima
- E azione sismica con spettro di progetto allo Stato Limite Ultimo
- $\gamma_{G1}, \gamma_{G2}, \dots, \gamma_{Qi}$ coefficienti parziali di sicurezza (tabella 2.6.I DM 14/01/08)
- γ_P coeff. parziale della precompressione
- $\psi_{0j}, \psi_{1j}, \psi_{2j}$ coefficienti di combinazione (tabella 2.5.I DM14/01/08)

Di seguito si riportano le tabelle 2.5.I e 2.6.I. dove sono illustrati i valori dei coefficienti di sicurezza e dei coefficienti di combinazione.

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tabella 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

7 VERIFICA DEI BASAMENTI DEGLI ATTENUATORI D'URTO

Le combinazioni di calcolo sono quelle riportate nel paragrafo 6.1 della presente relazione, come da DM 14/01/2008.

La combinazione di calcolo da utilizzare per la verifica globale del sistema è, come riportato al paragrafo 6.4.3.1 del DM14/01/08, una combinazione SLU di tipo GEO, effettuata secondo l'approccio 1 nella combinazione 2: A2+M2+R2.

Le tabelle 6.2.I , 6.2.II contengono i valori dei coefficienti parziali A2 e M2 sono riportate al paragrafo 9.3.

La sottostante tabella 6.5.I contiene i valori dei coefficienti parziali R2 da utilizzare:

Tabella 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

7.1 BASAMENTO ATTENUATORE D'URTO CLASSE 50

7.1.1 CALCOLO DELLE AZIONI AGENTI SULLA STRUTTURA

Il basamento per la classe 50 è costituito da una soletta di spessore 35cm e di dimensioni planimetriche di 3.50 mx1.50 m.

Si assume che agisca sulla platea di fondazione un carico orizzontale F esercitato dall'urto ad un'altezza di h dall'asse baricentrico della piastra e un carico verticale, P, dato dalla somma dal peso proprio del dispositivo P_d e del peso proprio della platea, P_c .

Forza d'urto		F	96,00 KN
Peso paltea		P_c	39,38 KN
Peso attenuatore		P_d	6,00 KN
Peso TOT		P	45,38 KN

7.1.2 CALCOLO DELLA PRESSIONE SUL TERRENO

Per calcolare la pressione trasmessa dalla fondazione al terreno sottostante è necessario valutare se la risultante delle forze che insistono sulla fondazione è interna oppure esterna al nocciolo centrale d'inerzia.

M = risultante dei momenti flettenti alla base della fondazione

N = risultante dei carichi verticali alla base della fondazione

$e = M/N =$ eccentricità della risultante dei carichi verticali

B= larghezza della fondazione

$u = B/2 - e$ (valido solo se $e > B/6$)

Si ottiene:

Calcolo pressioni terreno-plinto con carico permanente + accidentale	
N	45,38 KN
T	96,00 KN
M	72,00 KNm
L/6	0,58 m
e	1,59 m
u	0,16 m
3u	0,49 m
σ_{max}	0,12 Mpa

In condizioni di quiete, senza carico accidentale, l'eccentricità dei carichi è interna al nocciolo centrale d'inerzia.

La tensione trasmessa al terreno vale, nella condizione di carico più sfavorevole, 0.12MPa.

7.1.3 VERIFICA A RIBALTAMENTO

La verifica risulta soddisfatta se la sommatoria dei momenti instabilizzanti risulta minore della sommatoria dei momenti stabilizzanti.

Verifica a ribaltamento			
SLU			
Minst =	$F*(h+s)$	72,00	KNm
Mstab =	$P*(L/2)$	79,41	KNm
Minst/Mstab =		0,91	verificato

7.1.4 VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A. MAGGIORMENTE SOLLECITATE.

La sezione maggiormente sollecitata è soggetta ad un momento flettente

$$M_{Ed} = 72 \text{ KNm}$$

La sezione viene armata con 10 barre $\Phi 12$, cui corrisponde un momento resistente di $M_{Rd} = 117.1 \text{ KNm}$

Si riporta la verifica:

Titolo : _____

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	150	30	1	11,31	4
			2	11,31	26

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 72 kNm
M_{yEd} 0

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 117,1 kNm

Materiali

B450C		C35/45	
ϵ_{su}	67,5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm²	ϵ_{cu}	3,5 ‰
E_s	200.000 N/mm²	f_{cd}	19,83
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0,8
ϵ_{syd}	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	13,5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0,8
		τ_{c1}	2,257

σ_c -19,83 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 27,13 ‰
d 26 cm
x 2,971 x/d 0,1143
 δ 0,7

7.2 BASAMENTO ATTENUATORE D'URTO CLASSE 80

7.2.1 CARATTERISTICHE DEL BASAMENTO

Il basamento per la classe 80 è costituito da una soletta di spessore 30cm e di dimensioni planimetriche di 4.50 mx1.50 m.

Si assume che agisca sulla platea di fondazione un carico orizzontale F esercitato dall'urto ad un'altezza di h dall'asse baricentrico della piastra e un carico verticale, P , dato dalla somma del peso proprio del dispositivo P_d e del peso proprio della platea, P_c .

Forza d'urto		F	170,00 KN
Peso paltea		P_c	59,06 KN
Peso attenuatore		P_d	8,00 KN
Peso TOT		P	67,06 KN

7.2.2 CALCOLO DELLA PRESSIONE SUL TERRENO

Per calcolare la pressione trasmessa dalla fondazione al terreno sottostante è necessario valutare se la risultante delle forze che insistono sulla fondazione è interna oppure esterna al nocciolo centrale d'inerzia.

M = risultante dei momenti flettenti alla base della fondazione

N = risultante dei carichi verticali alla base della fondazione

$e = M/N$ = eccentricità della risultante dei carichi verticali

B = larghezza della fondazione

$u = B/2 - e$ (valido solo se $e > B/6$)

Si ottiene:

Calcolo pressioni terreno-plinto con carico permanente + accidentale	
N	67,06 KN
T	170,00 KN
M	136,00 KNm
L/6	0,75 m
e	2,03 m
u	0,22 m
3u	0,67 m
σ_{max}	0,13 Mpa

In condizioni di quiete, senza carico accidentale, l'eccentricità dei carichi è interna al nocciolo centrale d'inerzia.

La tensione trasmessa al terreno vale, nella condizione di carico più sfavorevole, 0.13MPa.

7.2.3 VERIFICA A RIBALTAMENTO

La verifica risulta soddisfatta se la sommatoria dei momenti instabilizzanti risulta minore della sommatoria dei momenti stabilizzanti.

Verifica a ribaltamento			
SLU			
Minst =	$F*(h+s)$	136,00	KNm
Mstab =	$P*(L/2)$	150,89	KNm
Minst/Mstab =		0,90	verificato

7.2.4 VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A. MAGGIORMENTE SOLLECITATE.

La sezione maggiormente sollecitata è soggetta ad un momento flettente

$$M_{Ed} = 136 \text{ KNm}$$

La sezione viene armata con 10 barre $\Phi 12$, cui corrisponde un momento resistente di $M_{Rd} = 139.3 \text{ KNm}$

Si riporta la verifica:

N° figure elementari Zoom

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	150	35

N°	As [cm²]	d [cm]
1	11,31	4
2	11,31	31

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN

M_{xEd} kNm

M_{yEd} kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} kN m

Materiali

B450C		C35/45	
ϵ_{su}	<input type="text" value="67,5"/> ‰	ϵ_{c2}	<input type="text" value="2"/> ‰
f_{yd}	<input type="text" value="391,3"/> N/mm²	ϵ_{cu}	<input type="text" value="3,5"/> ‰
E_s	<input type="text" value="200.000"/> N/mm²	f_{cd}	<input type="text" value="19,83"/> ‰
E_s/E_c	<input type="text" value="15"/>	f_{cc}/f_{cd}	<input type="text" value="0,8"/> ?
ϵ_{syd}	<input type="text" value="1,957"/> ‰	$\sigma_{c,adm}$	<input type="text" value="13,5"/>
$\sigma_{s,adm}$	<input type="text" value="255"/> N/mm²	τ_{co}	<input type="text" value="0,8"/>
		τ_{c1}	<input type="text" value="2,257"/>

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ϵ_c ‰

ϵ_s ‰

d cm

x x/d

δ

7.3 BASAMENTO ATTENUATORE D'URTO CLASSE 110

7.3.1 CARATTERISTICHE DEL BASAMENTO

Il basamento per la classe 110 è costituito da una soletta di spessore 25cm e di dimensioni planimetriche di 6.50 mx1.50 m.

Si assume che agisca sulla platea di fondazione un carico orizzontale F esercitato dall'urto ad un'altezza di h (0.45m) dall'asse baricentrico della piastra e un carico verticale, P, dato dalla somma del peso proprio del dispositivo P_d e del peso proprio della platea, P_c .

Forza d'urto		F	250,00 KN
Peso paltea		P_c	60,94 KN
Peso attenuatore		P_d	13,00 KN
Peso TOT		P	73,94 KN

7.3.2 CALCOLO DELLA PRESSIONE SUL TERRENO

Per calcolare la pressione trasmessa dalla fondazione al terreno sottostante è necessario valutare se la risultante delle forze che insistono sulla fondazione è interna oppure esterna al nocciolo centrale d'inerzia.

M = risultante dei momenti flettenti alla base della fondazione

N = risultante dei carichi verticali alla base della fondazione

$e = M/N$ = eccentricità della risultante dei carichi verticali

B= larghezza della fondazione

$u = B/2 - e$ (valido solo se $e > B/6$)

Si ottiene:

Calcolo pressioni terreno-plinto con carico permanente + accidentale	
N	73,94 KN
T	250,00 KN
M	175,00 KNm
L/6	1,08 m
e	2,37 m
u	0,88 m
3u	2,65 m
σ_{max}	0,04 Mpa

In condizioni di quiete, senza carico accidentale, l'eccentricità dei carichi è interna al nocciolo centrale d'inerzia.

La tensione trasmessa al terreno vale, nella condizione di carico più sfavorevole, 0.04MPa.

7.3.3 VERIFICA A RIBALTAMENTO

La verifica risulta soddisfatta se la sommatoria dei momenti instabilizzanti risulta minore della sommatoria dei momenti stabilizzanti.

Verifica a ribaltamento			
SLU			
Minst =	F*(h+s)	175,00	KNm
Mstab =	P*(L/2)	240,30	KNm
Minst/Mstab =		0,73	verificato

7.3.4 VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A. MAGGIORMENTE SOLLECITATE.

La sezione maggiormente sollecitata è soggetta ad un momento flettente

$$M_{Ed} = 175 \text{ KNm}$$

La sezione viene armata con 12 barre $\Phi 16$, cui corrisponde un momento resistente di $M_{Rd} = 183 \text{ KNm}$

Si riporta la verifica:

N° figure elementari Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	150	25

N° strati barre Zoom

N°	As [cm²]	d [cm]
1	24,13	4
2	24,13	21

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN

M_{xEd} kNm

M_{yEd} kNm

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C

E_{su} ‰

f_{yd} N/mm²

E_s N/mm²

E_s/E_c

E_{syd} ‰

σ_{s,adm} N/mm²

C35/45

ε_{c2} ‰

ε_{cu}

f_{cd}

f_{cc} / f_{cd} [?]

σ_{c,adm}

τ_{co} τ_{c1}

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ε_c ‰

ε_s ‰

d cm

x x/d δ

7.4 TASSELLI DI ANCORAGGIO PER INSTALLAZIONE DIRETTA SU SOLETTA ESISTENTE

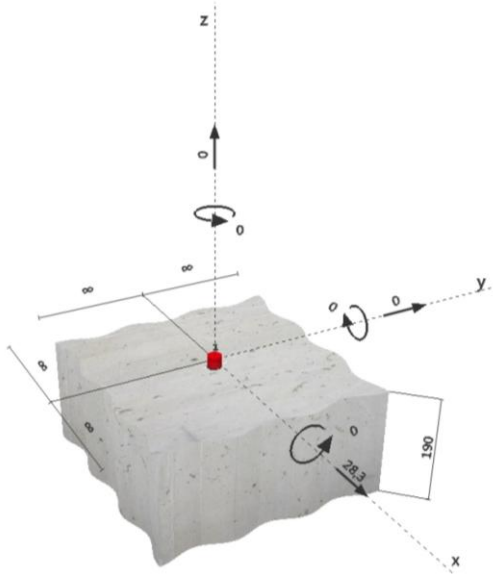
All'uscita di Via Miranese sulla tangenziale di Mestre viene prevista la posa di un attenuatore sopra l'impalcato di un viadotto esistente. Si è provveduto ad effettuare una carota sia del manto stradale che della soletta per la qualificazione dei materiali. Viene allegato alla presente il rapporto di prova.

La verifica del tassello viene eseguita distribuendo la forza d'urto agente sui 6 perni anteriori previsti dall'installazione dell'attenuatore di classe di velocità 80. Si indica l'utilizzo di ancoranti chimici M24 di CL 8.8 mediante resina HIT –HY 200-A della ditta HILTI o prodotto similare.

1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante:	HIT-HY 200-A + HIT-V (8.8) M24	
Profondità di posa effettiva:	$h_{ef,eff} = 96 \text{ mm}$ ($h_{ef,min} = 134 \text{ mm}$)	
Materiale:	8.8	
Certificazione No.:	ETA 11/0493	
Emesso l Valido:	08/08/2012 23/12/2016	
Prova:	metodo di calcolo ETAG BOND (EOTA TR 029)	
Fissaggio distanziato:	- (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)	
Profilo:	nessun profilo	
Materiale base:	fessurato calcestruzzo, C35/45, $f_{cm} = 45,00 \text{ N/mm}^2$, $h = 190 \text{ mm}$, 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 \emptyset) o $\geq 100 \text{ mm}$ ($\emptyset \leq 10 \text{ mm}$) senza armatura di bordo longitudinale	

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità

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	0,000	28,300	28,300	0,000

Compressione max. nel calcestruzzo: - [%]
 Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: - [N/mm²]
 risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(0/0): 0,000 [kN]
 risultante delle forze di compressione (x/y)=(0/0): 0,000 [kN]

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

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_N [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento**	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura conica del calcestruzzo**	N/A	N/A	N/A	N/A
Fessurazione**	N/A	N/A	N/A	N/A

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

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)*	28,300	112,800	26	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	28,300	60,574	47	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione **	N/A	N/A	N/A	N/A

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

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Ed} [kN]
141,000	1,250	112,800	28,300

4.2 Rottura per pryout (cono del calcestruzzo)

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{s,N}^2$ [mm ²]	$c_{or,N}$ [mm]	$s_{or,N}$ [mm]	k-factor	k_s
82944	82944	144	288	2,000	7,200
$e_{c1,v}$ [mm]	$V_{ed1,N}$	$e_{c2,v}$ [mm]	$V_{ed2,N}$	$V_{Rk,N}$	$V_{Ed,N}$
0	1,000	0	1,000	1,000	1,000
$N_{Rk,c}^0$ [kN] <td>$\gamma_{M,c,p}$ <td>$V_{Rd,c1}$ [kN] <td>V_{Ed} [kN] <td></td> <td></td> </td></td></td>	$\gamma_{M,c,p}$ <td>$V_{Rd,c1}$ [kN] <td>V_{Ed} [kN] <td></td> <td></td> </td></td>	$V_{Rd,c1}$ [kN] <td>V_{Ed} [kN] <td></td> <td></td> </td>	V_{Ed} [kN] <td></td> <td></td>		
45,430	1,500	60,574	28,300		

5 Spostamenti (ancorante più sollecitato)

Carichi a breve termine:

N_{Sk} = 0,000 [kN]	δ_N = 0,000 [mm]
V_{Sk} = 20,963 [kN]	δ_V = 0,629 [mm]
	δ_{NV} = 0,629 [mm]

Carichi a lungo termine:

N_{Sk} = 0,000 [kN]	δ_N = 0,000 [mm]
V_{Sk} = 20,963 [kN]	δ_V = 1,048 [mm]
	δ_{NV} = 1,048 [mm]

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!
- 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.
- Contattare Hilti per verificare la fornitura delle barre HIT-V.
- L'armatura di bordo non è necessaria per evitare la modalità di rottura per fessurazione (splitting)

L'ancoraggio risulta verificato!

Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità!
 PROFIS Anchor (c) 2003-2009 Hilti AG, FL-9494 Schaan Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan

