



PROVINCIA DI CHIETI

PROGETTO DEFINITIVO

ADEGUAMENTO DELLE S.S. 81-84
TRATTO GUARDIAGRELE-EST
INNESTO S.S. 652 "VAL DI SANGRO"

LOTTO I

RESPONSABILE PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Fabrizio Besozzi
Iscritto Albo Ingegneri Provincia di Roma n° 15126

I PROGETTISTI:

Dott. Ing. Fabrizio Besozzi
Iscritto Albo Ingegneri Provincia di Roma n° 15126

Prof. Dott. Ing. Marco Petrangeli
Iscritto Albo Ingegneri Provincia di Roma n° 18744

Dott. Ing. Giovanni Zallocco
Iscritto Albo Ingegneri Provincia di Roma n° 5745

COORDINAMENTO ATTIVITA' IN LOCO:

Dott. Arch. Mariano Strizzi
Iscritto Albo Architetti Provincia di Chieti n° 97

PROGETTAZIONE:

mandataria

A.T.I.

SILEC S.p.A.

Divisione Progettazione e Studi

mandanti



SELPRO

TECNOPROJECT

EM./RE.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	CONTR.	APPROV.
0	SETTEMBRE'03	EMISSIONE	M.PETRANGELI	C.ANDREOCCI	M.PETRANGELI

OPERE D'ARTE MAGGIORI

Linee Guida Analisi Antisismica

SCALA : —

CODICE IDENTIFICATIVO :

FASE/LOTTO

D 1

DOC.

A S

OPERA/DISCIPLINA

0 0 0 0

PROGR.

0 0 1

REV.

A

INDICE

<u>1</u>	<u>PREMESSA</u>	<u>5</u>
<u>2</u>	<u>L'AZIONE SISMICA DI PROGETTO</u>	<u>6</u>
2.1	SPETTRO DI PROGETTO PER LO STATO LIMITE DI DANNO	8
2.2	SMORZAMENTO STRUTTURALE	9
2.3	COEFFICIENTE DI STRUTTURA (DUTTILITÀ)	10
2.4	RIGIDEZZA STRUTTURALE E CONDIZIONI AL CONTORNO	11
<u>3</u>	<u>DUTTILITÀ E GERARCHIA DELLE RESISTENZE</u>	<u>11</u>
<u>4</u>	<u>OPERE D'ARTE IN ELEVAZIONE</u>	<u>12</u>
4.1	VIADOTTI PRINCIPALI A STRUTTURA MISTA	13
4.1.1	CRITERI DI IMPOSTAZIONE PROGETTUALE	14
4.1.2	IPOTESI A BASE DI CALCOLO	15
4.2	VIADOTTI IN C.A.P.	15
4.2.1	IPOTESI A BASE DI CALCOLO	16
4.3	OPERE SCATOLARI E SPALLE	16
4.3.1	IPOTESI A BASE DI CALCOLO	17
<u>5</u>	<u>OPERE DI SOSTEGNO ED IN SOTTERRANEO</u>	<u>17</u>
5.1	MODELLI DI CALCOLO	18
5.1.1	MODELLI DI CALCOLO STATICO (SOVRASPINTE)	18
5.1.2	MODELLI DI CALCOLO DINAMICO (ANALISI MODALE CON SPETTRO DI RISPOSTA)	19
5.2	CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE	20

1 PREMESSA

Gli scriventi sono stati incaricati della progettazione definitiva del I° Stralcio funzionale della transcollinare Piceno-Aprutina nel tratto tra Guardiagrele e Casoli.

Il lotto presenta un'elevata incidenza d'opere d'arte e di ritegno poiché attraversa un'area con orografia molto accidentata. Da un punto di vista strutturale, l'intervento può essere suddiviso in quattro tratte omogenee.

- Il primo tratto (dalla Progr. 0+000 alla 0+800) parte dall'allacciamento della statale attuale fino alla Galleria San Bartolomeo. In questo tratto il tracciato corre praticamente a raso o a mezza costa fino alle pendici settentrionali del rilievo collinare su cui sorge l'abitato di San Bartolomeo. Lungo questo tratto s'incontra solo due opere minori di attraversamento di incisioni torrentizie (viadotti Giardino e Guardiagrele).
- Il secondo tratto (dalla progr. 0+800 alla progr. 1+750) è quello interessato dalla Galleria San Bartolomeo
- Il terzo tratto (dalla progr. 1+750 alla progr. 4+300 circa) comprende i viadotti maggiori necessari ad oltrepassare le incisioni vallive ed i rilievi collinari mentre il tracciato scende verso la valle del Laio.
- L'ultimo tratto (dalla progr. 4+300 a fine lotto) corre parallela al fondo valle del Laio in sponda destra dello stesso. In questo tratto si incontrano opere di sostegno, alcune gallerie artificiali e viadotti di modesta altezza.

Tutta la tratta ricade in un'area di forte sismicità, associata a caratteristiche geotecniche dei terreni interessati generalmente modeste e a tratti scadenti, per la quale è richiesta una particolare attenzione da parte dei progettisti al fine di assicurare la necessaria sicurezza dell'infrastruttura.

Nell'impostazione dei modelli matematici e nelle successive verifiche delle opere interessate il progettista si trova nella delicata situazione legata al passaggio tra la vecchia normativa antisismica (D.M.16-01-1996) e la nuova normativa (Ordinanza n. 3274) entrata in vigore l'8 maggio 2003.

Considerati i tempi della progettazione in essere e delle successive progettazioni esecutive da realizzarsi a ridosso della realizzazione delle opere non si è ritenuto opportuno utilizzare tout-court la vecchia Normativa approfittando della deroga temporale di 18 mesi che la stessa nuova legge permette.

D'altro canto l'adozione della nuova Normativa sta comportando problemi non indifferenti nel settore della progettazione civile strutturale sia per la necessità di adottare metodi di verifica differenti da quelli tradizionali alle Tensioni Ammissibili sia per il forte aumento dell'azione sismica che si ottiene nella maggioranza delle situazioni.

Tale aumento è notevole soprattutto quando non vengano utilizzati tutti gli strumenti che la stessa nuova Normativa fornisce per ridurre tale azione in considerazione di proprietà strutturali quali flessibilità, duttilità e smorzamento che molte strutture posseggono e che venivano generalmente ignorate con la vecchia Normativa in ragione del fatto che la stessa sottostimava sistematicamente l'azione sismica di progetto.

La presente relazione si divide pertanto in due parti. In una prima parte viene analizzata l'azione sismica di progetto e tutti gli accorgimenti al livello di modellazione che è necessario prendere per ottenere risultati non eccessivamente conservativi che innalzino eccessivamente i costi dell'infrastruttura oltre quanto ragionevolmente necessario e la pongano completamente fuori linea rispetto alle infrastrutture adiacenti.

La seconda parte presenta un esame qualitativo delle strutture presenti nel lotto dove vengono sintetizzati i principi ispiratori della progettazione antisismica, i principali parametri adottati in fase di modellazione e verifica nonché gli approfondimenti necessari in fase di progettazione esecutiva. Le relazioni di verifica preliminare delle opere sono invece contenute nelle singole relazioni di calcolo delle opere stesse.

Entrambe le parti contengono separatamente una di esame delle opere d'arte in elevazione tipo ponti e viadotti e di quelle di tipo geotecnico (opere di sostegno, fondazioni, gallerie e opere in terra in genere).

2 L'AZIONE SISMICA DI PROGETTO

L'infrastruttura di progetto ricade interamente nelle aree dei comuni di Guardiagrele e Casoli. Entrambi i Comuni sono classificati di Prima Categoria tanto nella Zonazione Sismica delle precedenti Normative tanto nella nuova Zonazione associata alla nuova normativa di cui sopra.

È però notevole sottolineare come gli stessi comuni fossero proposti in seconda dal Gdl del 1998. Questa osservazione tornerà utile là dove la nuova normativa lascia dei margini discrezionali per permettere di contenere l'azione sismica stessa su i valori minimi consentiti.

Non può sfuggire infatti che la Prima Categoria è stata pensata per essere cautelativa rispetto agli eventi più disastrosi di certe aree a fortissima intensità sismica in Italia quali quelle dell'arco Calabro e dello Stretto ovvero quelle del Nord-Est (Tolmezzo, Friuli 1976).

I record a nostra disposizione per queste aree dell'Abruzzo indicano invece una sismicità meno intensa. Sebbene non abbia valore comparativo o scientifico data la distanza dei luoghi, vale la pena ricordare come il più forte terremoto Abruzzese degli ultimi secoli sia stato quello di Avezzano del 1915 dove si stima si sia raggiunta una intensità sismica comunque sostanzialmente inferiore ad altri eventi famosi quali Messina 1908, Friuli 1976 e anche Irpinia 1980.

Con la precedente normativa l'azione sismica per zone di I Categoria era caratterizzata da uno spettro di risposta in accelerazione con valore massimo di plateau pari a:

$$S_{a_{max, TA}} = 0.1 \text{ g} = 0.981 \text{ m/s}^2$$

Con questa azione, a meno di coefficienti ulteriori di protezione ed importanza si dimensionavano le strutture con analisi modale, spettro di risposta mediante sovrapposizione modale e quindi verifica alle Tensioni Ammissibili.

Nel caso di verifica agli SLU così come introdotte con il D.M. del 1996 si richiede di incrementare tali azioni del 50% similmente a quanto avviene per le altre azioni. Si ottiene in questo caso una ordinata spettrale massima pari a:

$$S_{a_{max, SLU}} = 0.15 \text{ g} = 1.472 \text{ m/s}^2$$

Con la nuova Normativa si introducono tutta una serie di modifiche che derivano da una diversa impostazione del problema della verifica di sicurezza in caso di evento sismico.

Si omette in questa sede la discussione di questi aspetti limitandoci invece a descrivere le nuove azioni di progetto. Queste subiscono le seguenti modifiche:

1) la forma dello spettro cambia: i) nell'intervallo delle frequenze più elevate; ii) nell'ampiezza del plateau a seconda del terreno e del substrato presente nel sito; iii) nell'intervallo per le frequenze più basse con un diverso esponente di attenuazione della risposta in accelerazione.

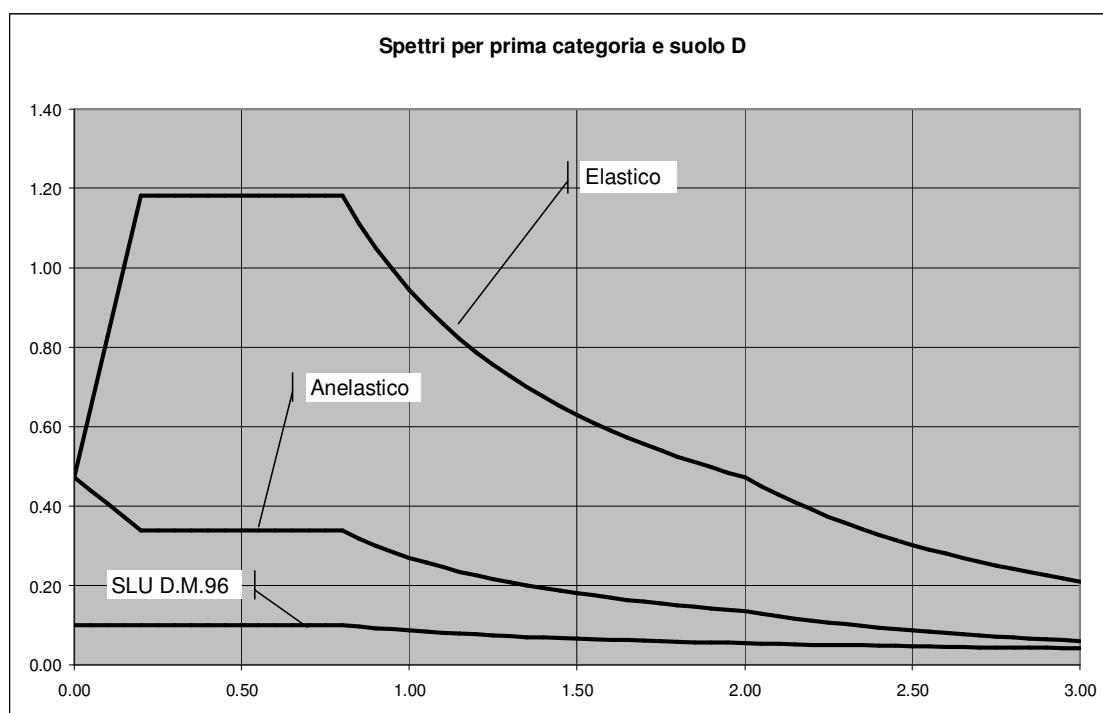
2) l'ampiezza massima dello spettro viene sostanzialmente incrementata sebbene la stessa divenga ora funzione della duttilità strutturale, dello smorzamento e del periodo di ritorno dell'evento stesso.

Per permettere un confronto immediato tra le due azioni è conveniente fissare alcuni parametri in modo da quantificare le differenze.

Se fissiamo la nostra attenzione al sisma distruttivo con periodo di ritorno pari a 475 anni, quel sisma per il quale si vuole evitare il crollo dell'opera e consideriamo uno smorzamento strutturale del 5%, quello normalmente adottato per le strutture civili, si possono ricavare due spettri:

- a) Uno spettro elastico ovvero uno spettro a duttilità pari a 1 ($q=1$)
- b) Uno spettro anelastico per strutture duttili con duttilità massima consentita pari a 3.5 ($q=3.5$)

Gli spettri in esame, nel caso di terreni di tipo D ovvero terreni granulari sciolti o poco coesivi (limi e argille o comunque depositi alluvionali in genere del tipo di quelli incontrati lungo il lotto in oggetto, sono graficati nella figura successiva contestualmente a quello della vecchia normativa (D.M. 1996) agli SLU.



Come si vede l'aumento della azione sismica di progetto è notevole e si rende pertanto necessario adottare una serie di accorgimenti tanto al livello di progetto che di verifica per evitare che le opere ricadenti nel lotto risultino eccessivamente cautelative e non in linea con la sicurezza che si ha per il resto della rete.

Nel seguito vengono discussi alcuni punti generali poi ripresi nel dettaglio quando verranno analizzate le diverse tipologie strutturali presenti lungo il lotto.

2.1 Spettro di progetto per lo stato limite di danno

Le verifiche di sicurezza devono essere condotte non solo per il terremoto distruttivo con periodo di ritorno pari a 475 anni ma anche per un terremoto di progetto con periodo di ritorno minore assicurandosi che per tale evento le strutture di progetto non subiscano lesioni eccessive che ne richiedano la demolizione ma al contrario siano in grado di assicurare la loro funzionalità, eventualmente condizionata, per permettere l'accesso alle aree terremotate.

Il periodo di ritorno generalmente assunto per questo evento è di qualche decina di anni. L'Eurocodice 8 suggerisce di prendere 95 anni e così è stato fatto per il progetto in esame. Ipotizzando una vita utile delle strutture pari a 50 anni, la possibilità che tale evento si verifichi durante tale intervento temporale è pari a circa il 40%.

Sempre utilizzando l'Eurocodice 8 è possibile ricavare una intensità attesa per questo evento sismico a partire da quella specificata in normativa per l'evento distruttivo con periodo di ritorno pari a 475 anni.

L'espressione da utilizzare per scalare l'accelerazione massima attesa al suolo (PGA) è la seguente:

$$PGA_{95} = PGA_{475} * (95/475)^{0.35} = 0.57 PGA_{475}$$

Da notare che, non avendosi dati storici sufficienti per una analisi rigorosa, si è assunto un valore prudenziale per l'esponente della formula precedente all'interno di un range suggerito dall'Eurocodice stesso.

In definitiva per il terremoto con periodo di ritorno di 95 anni si assume per l'area di progetto (I categoria) un $PGA = 0.2 g$.

2.2 Smorzamento strutturale

Un primo parametro che è necessario valutare con maggiore attenzione rispetto a quanto tradizionalmente si faceva con la precedente normativa è quello dello smorzamento strutturale.

Gli spettri di risposta di progetto sono convenzionalmente definiti per smorzamento $v = 5\%$. Tale smorzamento è quello intrinseco delle strutture in c.a. per risposta al I stadio.

Sebbene strutture interamente metalliche possono avere smorzamenti minori, nella maggioranza dei casi si hanno smorzamenti superiori. Questo è il caso di strutture in c.a. e c.a.p. la cui risposta cada nel II e III stadio, di elementi secondari (appoggi e giunti) in materiali polimerici o con comportamento di tipo attritivo, di elementi in terra o fondazionali a spiccato comportamento non-lineare e comunque in genere per tutti gli elementi i quali sottoposti a carichi ciclici diano luogo a fenomeni dissipativi di una certa rilevanza.

Nel caso si possa assumere uno smorzamento strutturale diverso (superiore) al 5% è allora possibile scalare lo spettro di un fattore:

$$\mu = \sqrt{(10 / (5 + \xi))}$$

L'utilizzo di fattori di smorzamento ξ molto elevati deve essere ovviamente suffragato da dati sperimentali ed analisi approfondite, ma fattori di smorzamento inferiori al 10% possono essere assunti anche nell'analisi modale con spettro di risposta senza altri particolari accorgimenti a patto di darne opportuna giustificazione.

Nel caso si utilizzino elementi con spiccate proprietà dissipative per comportamento isteretico (plasticizzazione di elementi metallici o meccanismi attritivi in genere) è data la possibilità di utilizzare l'analisi lineare ponendo il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ_c pari a:

$$\xi_c = W_d / (2\pi \times F \times d)$$

dove:

W_d = energia dissipata in un ciclo completo di carico

F = forza corrispondente allo spostamento massimo d raggiunto nel ciclo di carico

Vale per altro la limitazione su ξ di cui sopra a meno di non ricorrere ad analisi più sofisticate.

2.3 Coefficiente di struttura (duttilità)

Per quanto riguarda i coefficienti di struttura da adottare per i diversi sismi di progetto valgono le seguenti osservazioni.

Per il **terremoto distruttivo**, compatibilmente con la tipologia e geometria strutturale, sarà possibile adottare i valori massimi ammessi dalla Normativa Vigente. Nel caso di pile da ponte a comportamento flessionale (pile snelle o comunque non soggette a rotture per taglio) questo è fissato a 3.5. Per strutture intelaiate (quali ad esempio scatolari) l'Eurocodice8 permette di assumere valori anche maggiori ma l'attuale Normativa Italiana impone lo stesso valore di 3.5 a cui si è deciso di uniformarsi in questo progetto

Per il **terremoto da stato limite di danno** non è necessario assumere $q=1$ (struttura elastica) in quanto è provato che anche la sola fessurazione è di fatto sufficiente a ridurre la risposta in maniera significativa. Per questo terremoto è allora necessario assumere valori di q inferiori a quelli adottati per il terremoto distruttivo ma è comunque possibile assumere grandezze superiori all'unità.

In questa sede si è fissato, per le strutture comunque dotate di buona duttilità come ad esempio le pile in c.a. dei ponti, di assumere un valore massimo pari a $q=2.5$ in linea con la Normativa vigente

Per quanto riguarda il valore da assumere a secondo delle diverse tipologie strutturali, questi saranno discussi volta per volta negli appositi paragrafi.

In ogni caso, indipendentemente dal valore assunto per il coefficiente di duttilità q sarà necessario verificare che il rapporto tra momenti di calcolo e momenti ultimi sia compatibile con le assunzioni fatte per q .

In altre parole se dall'analisi sismica si ottengono sollecitazioni di molto inferiori a quelle ultime della struttura avendo adottato un valore di q elevato vorrà dire che le stesse sollecitazioni trovate nell'analisi non sono rappresentative della effettiva risposta strutturale in quanto questa è in grado

di svilupparne di maggiori prima di plasticizzarsi completamente e giustificare quindi l'assunzione di un valore di q elevato.

In questo caso è allora necessario utilizzare in maniera appropriata la gerarchia delle resistenze come dettagliato nel paragrafo apposito.

2.4 Rigidezza strutturale e condizioni al contorno

Un accorgimento spesso trascurato per ottenere una più fedele rispondenza tra i risultati del modello numerico e la risposta di quello fisico e nella modellazione realistica delle rigidezze e delle condizioni al contorno.

Per tutte le strutture in c.a. sarà allora opportuno considerare una rigidezza intermedia tra quella al I ed al II stadio. La rigidezza da considerare dipende ovviamente dall'intensità sismica di progetto e dal coefficiente di duttilità considerato. Terremoti deboli con risposta strutturale in campo elastico richiedono l'utilizzo di rigidezze al I stadio. Terremoti più violenti per i quali le strutture utilizzano tutta la duttilità a loro disposizione possono essere modellati con rigidezze degradate al limite oltre il II stadio.

In effetti nelle analisi sismiche in forze (con Spettro di risposta in accelerazione) non si accetta di prendere la rigidezza secante come per quelle in spostamenti (displacement based design). Questa è una delle cause principali dell'eccessivo conservatorismo che si ottiene con questi approcci, soprattutto quando con l'introduzione delle nuove Norme è stata aumentata l'azione di progetto a valori più realistici ma che non compensano più i grossi margini presenti ad esempio nei modelli, come nel caso in esame.

In definitiva, per terremoti forti con risposta strutturale in campo non lineare si prenderà la minore delle rigidezze possibili, compatibilmente con quanto ammesso dalla Normativa.

Per quanto riguarda la rigidezza di strutture in c.a. la formula consigliata dalla normativa è la seguente:

$$I_{\text{eff}} = 1.2 * M_{\text{Rd}} / \Phi_y E_c$$

3 DUTTILITÀ E GERARCHIA DELLE RESISTENZE

Come accennato al paragrafo 2.3 può accadere che, stabilito un certo coefficiente di duttilità q da utilizzare nell'analisi sismica, si ottengano delle sollecitazioni sostanzialmente inferiori alle resistenze ultime strutturali.

In questo caso le sollecitazioni fornite dall'analisi non sono rappresentative della effettiva risposta strutturale. Se le sollecitazioni raggiunte durante il sisma fossero infatti inferiori ai valori di resi-

stenza ultima, la struttura non si plasticizzerebbe e non dissiperebbe l'energia, meccanismi che sono alla base dell'assunzione di un fattore di struttura q superiore all'unità.

In questo caso sarebbe allora necessario effettuare nuovamente l'analisi abbassando il fattore q fin tanto che l'analisi fornisca sollecitazioni compatibili con il valore di q assunto ovvero sollecitazioni prossime ai valori ultimi per q superiori all'unità.

In effetti nell'analisi con spettro di risposta in accelerazione (analisi in forze), questo procedimento iterativo non è richiesto contrariamente a quanto in uso nel caso delle analisi in spostamenti (displacement based design).

Le considerazioni precedenti nonché l'ovvia constatazione che i nostri modelli di calcolo sono comunque molto approssimati e a volte fallaci suggerisce l'adozione del principio progettuale della gerarchia delle resistenze.

Tale principio richiede che individuato un meccanismo duttile di collasso, si dimensionino tutti gli altri elementi strutturali in serie in modo da resistere con un certo coefficiente di sicurezza alle sollecitazioni massime sviluppabili nel meccanismo anzidetto di collasso duttile.

Nel caso dei ponti ad esempio, individuato come meccanismo duttile la formazione di cerniere plastiche alla base delle pile, sarà necessario verificare che fondazioni ed appoggi siano sufficientemente resistenti da sopportare le sollecitazioni massime (ultime) associate alla formazione della cerniera plastica alla base delle pile.

Questo criterio può ovviamente essere molto oneroso nel caso motivi architettonici abbiano imposto dimensionamenti strutturali sovrabbondanti che in cascata vengono a ripercuotersi su altri elementi strutturali. In zone a forte sismicità non è però possibile comportarsi diversamente ed è pertanto necessario procedere ad un corretto dimensionamento degli elementi strutturali partendo da quelli duttili e procedendo quindi in cascata con quelli meno duttili o fragili assicurandosi un'adeguata sovrarresistenza.

Si può derogare a questo principio là dove tutta la struttura sia dimensionata per rimanere in campo elastico anche per gli eventi sismici più disastrosi. In questo caso le sollecitazioni trovate con l'analisi modale (con $q=1$) possono essere assunte a base del dimensionamento strutturale con opportuni coefficienti di sicurezza come per le altre verifiche statiche.

4 OPERE D'ARTE IN ELEVAZIONE

Dal punto di vista del comportamento sismico, le opere d'arte del lotto possono essere suddivise in tre tipologie:

- Viadotti alti a struttura mista
- Viadotti medio bassi in c.a.p.

- Spalle e scatolari

Per ciascuna delle tre tipologie saranno esaminate le principali soluzioni progettuali adottate ed i criteri di calcolo utilizzati.

Come dimostrato dai paragrafi seguenti e dalle relazioni di calcolo specifiche, l'analisi sismica è stata spinta ad un livello di approfondimento piuttosto elevato. Questo è stato reputato necessario per un corretto dimensionamento delle opere e per l'individuazione dei costi di realizzazione. In fase di progettazione esecutiva sarà allora possibile l'approfondimento di dettagli costruttivi e di specifiche prestazionali di dettaglio di alcuni componenti (appoggi, ritegni etc..) che in questa fase sono state lasciate volutamente generiche.

4.1 Viadotti principali a struttura mista

Questi viadotti sono abbastanza alti e comunque di altezza decrescente scendendo dal San Bartolomeo I al II e quindi al Laio. Le sottostrutture sono realizzate con pile circolari cave fondate su pali.

Queste strutture hanno periodi di vibrazioni elevati (basse frequenze) sia in senso longitudinale che trasversale. La frequenza longitudinale è in effetti più bassa perché le pile fisse sono solo due contrariamente alla direzione trasversale rispetto alla quale ogni pila è fissa.

Questa differenza è per altro molto più numerica che reale dato che l'attrito sugli apparecchi di appoggio in senso longitudinale modifica molto la risposta rispetto a quella del modello dove tale interfaccia è modellato con un glifo senza attrito.

I periodi di vibrazione fondamentali (primo modo a mensola delle pile) in senso longitudinale passano quindi da 5.36 sec per il San Bartolomeo I a 2.84 sec per il Laio. In senso trasversale si hanno 2.67 sec e 1.48 sec rispettivamente. Le risposte sono piuttosto regolari in quanto tali viadotti hanno una geometria abbastanza regolare con diminuzione uniforme dell'altezza delle pile dal fondovalle verso le spalle (viadotti regolari ai sensi dell'EC8).

Con i periodi suddetti, la risposta in forze cade sostanzialmente fuori spettro sebbene per sismi distruttivi sia comunque necessario entrare in campo plastico per tagliare la risposta. La duttilità richiesta non è comunque elevatissima in quanto si vede come gli spostamenti massimi richiesti siano di poco superiori a quelli di snervamento.

Per le pile fisse del San Bartolomeo I in senso longitudinale si ha uno spostamento longitudinale al limite di snervamento

$$V_{ly} = 12.6 \text{ cm}$$

contro un valore massimo sismico di

$$V_{lmax} = 25.7 \text{ cm}$$

In senso trasversale si ottiene invece:

$$V_{ty} = 11.0 \text{ cm}$$

$$V_{tmax} = 27.2 \text{ cm.}$$

Per il Laio si ottengono invece i seguenti valori:

$$V_{ly} = 8.74 \text{ cm}$$

$$V_{lmax} = 22.02 \text{ cm}$$

$$V_{ty} = 7.78 \text{ cm e}$$

$$V_{tmax} = 27.2 \text{ cm}$$

Da considerare infine che i suddetti valori sono stati ottenuti, nel caso del viadotto San Bartolomeo I, per uno smorzamento strutturale di progetto pari a $\xi = 5\%$, valore ovviamente sottostimato nel caso di risposta non lineare per l'introduzione di una forte componente di smorzamento per dissipazione isteretica. Per quanto riguarda il viadotto Laio invece, è stato considerato uno smorzamento strutturale di progetto pari a $\xi = 10\%$, in senso longitudinale; il valore dello smorzamento di progetto in senso trasversale rimane pari a $\xi = 5\%$.

4.1.1 Criteri di impostazione progettuale

L'impalcato è vincolato trasversalmente a tutte le pile e longitudinalmente a due di esse, sempre le più alte per utilizzare tutta la maggiore flessibilità disponibile e la dissipazione per attrito sulle pile più basse e rigide. Le pile più alte assicurano inoltre la flessibilità necessaria ad assorbire le variazioni termiche dell'impalcato con sollecitazioni contenute.

Tutte le fondazioni assicurano la necessaria sovraresistenza rispetto a quella dei fusti pila (gerarchia delle resistenze). Lo stesso vale per gli appoggi e per tutti gli eventuali meccanismi di rottura a taglio, tanto nei fusti pila quanto nei plinti e nei pali.

L'impalcato non è particolarmente sollecitato dal sisma e pertanto non sono stati previsti accorgimenti particolari. Nonostante l'ultima normativa abbia incrementato molto la componente verticale questa risulta avere effetti ancora inferiori a quelli causati dagli accidentali.

I giunti sono dimensionati per gli spostamenti massimi del sisma con periodo di ritorno centennale. Gli appoggi per quello cinquecentennale in quanto l'eventuale caduta provocherebbe danni gravi alle travi e quindi all'impalcato tutto a fronte di un coefficiente di sicurezza delle altre componenti piuttosto elevato. In altre parole il sisma distruttivo dovrebbe arrecare danni solo alle pile ed eventualmente ai giunti senza richiedere particolari interventi sull'impalcato.

4.1.2 Ipotesi a base di calcolo

Dato che le pile in c.a. utilizzate sono molto duttili, le analisi sono state condotte con il massimo coefficiente di struttura ammesso dalla normativa avendo quindi l'accortezza di utilizzare la gerarchia delle resistenze per il dimensionamento delle altre componenti.

Lo smorzamento utilizzato è stato pari a $\xi = 5\%$. Tutti gli appoggi mobili sono stati ipotizzati ad attrito nullo.

Le sollecitazioni sismiche non sono però state sommate ad altre coazioni quali ad esempio l'attrito in quanto gli spostamenti sismici sono ovviamente tali da invertire il segno di tali reazioni ovvero liberare eventuali altri coazioni presenti nella struttura.

Per le rigidità degli elementi in c.a. sono state utilizzate le formule della nuova normativa che permettono una riduzione rispetto a quelle elastiche.

È stata presa in conto la cedevolezza delle fondazioni come specificato nelle apposite relazioni. Tale deformabilità risulta comunque essere poco influente, soprattutto nel caso delle pile più alte.

4.2 **Viadotti in c.a.p.**

Il comportamento sismico dei viadotti in c.a.p. è generalmente meno buono di quelli a struttura mista per via del maggior peso dell'impalcato ma soprattutto per la minore altezza delle pile e quindi di frequenze proprie che cadono nella parte più elevata dello spettro.

Per i **viadotti in c.a.p. con più campate** si è scelto di posizionare i fissi longitudinali su di una pila dotando quest'ultima di adeguata flessibilità, duttilità e resistenza. Questo è stato ottenuto con una sezione piena molto allungata in senso trasversale quindi con una buona flessibilità e duttilità in senso longitudinale.

In senso trasversale tutte le pile sono fisse e si prendono quindi una forza sismica piuttosto elevata ma comunque ridotta dalla possibilità della pila stessa di plasticizzarsi allo spiccato. A questo fine tali pile saranno armate con molta armatura trasversale di confinamento ed il minimo necessario a flessione onde contenere le sollecitazioni in fondazione.

Per la maggior parte di esse, il rapporto tra dimensioni trasversali ed altezza è comunque sufficiente a garantire un comportamento abbastanza duttile. Per quelle più basse sarà necessario prevedere una staffatura molto efficace. A questo fine i calcoli sono stati realizzati con incidenze elevate fermo restando che le stesse sono ottenute non tanto con l'armatura longitudinale quanto con quella trasversale.

Per i **viadotti a singola campata** o comunque per quelli per i quali non si dispone di sottostrutture sufficientemente duttili e flessibili si è deciso di utilizzare un sistema di parziale isolamento ottenuto mediante l'impiego di appoggi in gomma ad alta dissipazione che sono in grado di spostare il periodo proprio strutturale verso l'alto introducendo al contempo valori di smorzamento elevato.

In entrambi i casi l'impalcato con soletta continua si comporta di fatto come un solido rigido che non risente particolarmente dell'azione sismica, neanche di quella verticale, avendo frequenze molto elevate che cadono fuori spettro.

La continuità della soletta assicura per altro una buona redistribuzione sulle sottostrutture delle azioni sismiche, tanto in senso trasversale che in quello longitudinale dove si può comunque fare affidamento sull'attrito degli allineamenti mobili.

In fase di progetto esecutivo potrebbe essere conveniente l'introduzione di stopper o altre forme di ritegno meccanico degli impalcati. Questo accorgimento andrà valutato sulla base dei disegni di dettaglio dei pulvini i quali per altro risultano essere di dimensioni molto generose lasciando quindi ampi spazi tra le testate e margini molto elevati rispetto alle eventualità di caduta degli impalcati stessi. In effetti questa ipotesi è praticamente impossibile per la sismicità dell'area ed i margini geometrici tra travi e pulvini (oltre 1 metro).

4.2.1 Ipotesi a base di calcolo

Dato che le pile in c.a. utilizzate sono molto duttili, le analisi sono state condotte con il massimo coefficiente di struttura ammesso dalla normativa avendo quindi l'accortezza di utilizzare la gerarchia delle resistenze per il dimensionamento delle altre componenti.

Lo smorzamento utilizzato è stato pari a $\xi = 5\%$. Tutti gli appoggi mobili sono stati ipotizzati ad attrito nullo.

Le sollecitazioni sismiche non sono però state sommate ad altre coazioni quali ad esempio l'attrito in quanto gli spostamenti sismici sono ovviamente tali da invertire il segno di tali reazioni ovvero liberare eventuali altre coazioni presenti nella struttura.

Per le rigidità degli elementi in c.a. sono state utilizzate le formule della nuova normativa che permettono una riduzione rispetto a quelle elastiche.

È stata presa in conto la cedevolezza delle fondazioni come specificato nelle apposite relazioni. Tale deformabilità risulta comunque essere poco influente, soprattutto nel caso delle pile più alte.

Per gli impalcati a singola campata su appoggi in gomma è stato utilizzato un coefficiente di smorzamento $\xi = 10\%$.

4.3 **Opere scatolari e spalle**

Le spalle e le altre opere scatolari sono, se possibile, ancora più penalizzate dalla nuova normativa di quanto non lo siano le altre opere d'arte.

Il motivo di questa penalizzazione è che a fronte di una corretta individuazione della azione non è permesso tenere conto della forte dissipazione che le terre possiedono per comportamento plastico.

Queste opere hanno infatti un periodo proprio molto basso, possono di fatto essere considerate a periodo nullo, e quindi sono soggette al PGA di progetto. Questo significa passare dal 10% del peso della vecchia normativa al 35% di quella attuale con un aumento del 350%.

Questo perché non è possibile in linea di massima ipotizzare un coefficiente di struttura q diverso da 1.

In effetti, per alcune strutture è possibile assumere q maggiore di 1, soprattutto nel caso di scatolari aperti che nel piano si riducono ad un telaio. Il riferimento è ad esempio a gallerie artificiali che in senso trasversale hanno appunto un comportamento a telaio e che quindi dispongono di ottima duttilità sebbene gravate da eventuali ricoprimenti e quindi dalle sopvraspinte sismiche che ne derivano.

4.3.1 Ipotesi a base di calcolo

La modellazione delle spalle viene generalmente condotta separatamente da quella del resto del ponte. Il ponte viene vincolato a terra in corrispondenza delle spalle.

Le sollecitazioni provenienti dall'impalcato verranno sommate con l'usuale somma dei quadrati con quelle ottenute dall'analisi della spalla a se stante.

Le spalle sono state modellate come corpi rigidi sottoposti all'accelerazione massima di progetto tenendo conto della massa e della spinta delle terre come dettagliato al capitolo successivo.

Per alcuni elementi strutturali dotati di duttilità propria, quali ad esempio i muri ovvero scatolari aperti, è possibile anche assumere un coefficiente di struttura maggiore di 1 nel caso l'analisi venga condotta in campo dinamico.

5 OPERE DI SOSTEGNO ED IN SOTTERRANEO

In questo capitolo vengono discusse e esplicitate le linee guida a cui si è attenuta la progettazione delle opere di sostegno o comunque quelle opere il cui comportamento sia influenzato da masse di terreno spingenti o gravanti in qualche maniera.

Per quanto riguarda invece le opere in sotterraneo propriamente dette, ovvero le gallerie naturali o quelle artificiali ad alto ricoprimento, la nuova normativa, come quella precedente, non fornisce indicazioni specifiche; del resto l'applicazione dei criteri indicati per le opere di sostegno anche alle opere in sotterraneo risulterebbe estremamente gravoso oltre che non corretto da un punto di vista teorico. Nel presente progetto non sono state condotte analisi sismiche specifiche per le gallerie; questo tipo di analisi potrà eventualmente essere effettuata nella fase di progettazione esecutiva.

In effetti, il terreno interessato dalle opere (il riferimento è alla sola galleria naturale San Bartolomeo) non presenta faglie attive e pertanto non pone particolari difficoltà realizzative.

In questa fase del progetto è stata però prevista a scopo cautelativo, una incidenza significativa di armatura lenta nel rivestimento definitivo della galleria stessa dotando quindi tale manufatto di ottima duttilità e quindi di efficace comportamento antisismico.

5.1 Modelli di calcolo

Il comportamento sismico delle strutture di sostegno è uno degli argomenti che ha subito maggiori modifiche con l'introduzione della nuova normativa e come tale è stato oggetto di un'analisi attenta i cui risultati sono riportati ai paragrafi successivi.

Nell'analizzare questo tipo di strutture è necessario distinguere tra strutture rigide e strutture flessibili.

Una **struttura rigida** è una struttura il cui periodo di vibrare secante è molto prossimo a zero ovvero inferiore a 0.1sec. Tutte le altre strutture con frequenze inferiori a 10 Hz si devono considerare flessibili.

La determinazione del periodo non è ovviamente una cosa immediata né pratica ma vi si può supplire calcolando un periodo statico equivalente utilizzando rigidezza e massa. Nel caso di un muro si può calcolare la spinta statica e lo spostamento associato e quindi risalire ad una rigidezza prendendo come massa quella del muro e del terreno ricadente nel cuneo di spinta.

Altrimenti è sempre possibile calcolare la struttura con entrambi i metodi discussi nei paragrafi successivi e quindi assumere il più prudentiale dei due risultati.

È da notare inoltre che una struttura considerata rigida per terremoti di modesta intensità può essere considerata flessibile per terremoti di forte intensità. Questo avviene perché tutte le strutture in sotterraneo o comunque tutte le strutture il cui comportamento sia influenzato dalla presenza del terreno tende ad avere un comportamento fortemente non-lineare. All'aumentare dell'azione sismica la struttura potrebbe allora comportarsi meno rigidamente, ad esempio per plasticizzazione del terreno o dei pali di fondazione o dell'insieme dei due.

Nel caso di struttura rigida l'analisi da effettuare è quella descritta al paragrafo 5.1.1, nel caso invece di strutture flessibili o strutture per le quali si accetti una degradazione di rigidezza anche per interazione con il terreno circostante, si può utilizzare il metodo riportato al paragrafo 5.1.2

5.1.1 Modelli di calcolo statico (sovraspinte)

Per le strutture rigide, che si suppone rispondano senza amplificazione semplicemente con PGA, si utilizza un approccio in forze del tipo "statico equivalente". Le forze sismiche possono essere così scritte:

$$F_{s,eq} = (M_{st} + M_{sol} + \gamma h^2) * PGA$$

Dove M_{st} sono le masse strutturali e M_{sol} sono quelle non strutturali che possono essere considerate solidali come ad esempio finiture o anche terreno di ricoprimento, etc..

Il terzo termine in parentesi è la sovra-spinta delle terre su paramenti verticali e terrapieno orizzontale calcolata come da normativa (ricavata da Eurocodice 8). Il termine equivale a prendere una massa di terra di profondità pari all'altezza essendo γ il peso di volume del terreno di rinterro.

Tale assunzione è stata introdotta, in alternativa al criterio finora utilizzato (Mononobe-Okabe), per le strutture rigide completamente vincolate, nel caso cioè non si sviluppi nel terreno uno stato di spinta attiva.

In caso di doppio paramento affacciato (ad esempio uno scatolare), la spinta del terreno si considera agente una sola per volta considerando l'azione alternata e non simultanea. In questo caso, ovviamente non si considera agente la resistenza passiva del terreno sul lato opposto a quello di spinta del terreno.

Nel caso di terreno inclinato a tergo dei paramenti verticali della struttura, si è applicato, in prima approssimazione (come del resto suggerito da Eurocodice 8), un coefficiente moltiplicatore della spinta pari a $(1 + \sin\beta)$, con β = inclinazione del rinterro a tergo del muro; tale coefficiente viene applicato sia in fase statica (spinta delle terre calcolata con coefficiente di spinta a riposo), sia in fase dinamica.

Per le strutture di sostegno flessibili (muri a mensola, paratie), libere di ruotare intorno al piede, viene applicato il criterio di Mononobe-Okabe; questo prevede una amplificazione della spinta mediante aumento del coefficiente di spinta attiva (v. par. 5.1.2). In questo caso il punto di applicazione della forza dinamica agisce nello stesso punto di quella statica.

5.1.2 Modelli di calcolo dinamico (analisi modale con spettro di risposta)

Per le strutture flessibili il modello di calcolo prevede una analisi modale con spettro di risposta similmente a quanto si fa per tutte le altre strutture in elevazione. Anche in questo caso, oltre alla massa strutturale si potrà tenere conto di altre masse aggiuntive eventualmente date da ricoprimenti in terra.

La risposta in forze si troverà allora con superposizione modale e spettro di risposta il che può comportare un notevole aumento rispetto ai primi due termini dell'espressione ricavata precedentemente per le strutture rigide in quanto lo spettro di risposta sale fino ad una amplificazione massima di 2.5 PGA.

Una riduzione dello spettro di progetto si può ottenere in questo caso utilizzando un coefficiente di struttura q maggiore dell'unità dato che spesso queste strutture posseggono una buona duttilità, soprattutto se monoconnesse ovvero scatolari etc..

Per quanto riguarda invece la spinta delle terre su paramenti verticali, nelle quali si generi uno stato di spinta attiva, questa viene calcolata con la formula di Mononobe-Okabe che, secondo la versione riportata in Eurocodice 8, ha la seguente espressione:

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \vartheta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\phi - \theta - \delta) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

(valida per $\beta \leq \phi - \vartheta$)

ψ = inclinazione del paramento rispetto all'orizzontale;

β = inclinazione della scarpata rispetto all'orizzontale;

Φ = angolo di attrito del terreno

δ = angolo di attrito terra-muro

$$\tan \theta = \frac{K_h}{1 \pm K_v}$$

dove k_h e k_v sono rispettivamente il coefficiente sismico orizzontale e verticale

$$k_h = \alpha/r$$

α è il coefficiente di accelerazione di progetto (a_g/g) ed il fattore r assume valore da 1 a 2 in funzione del tipo di struttura di contenimento

$$k_v = 0.5 k_h$$

5.2 Criteri di verifica agli Stati Limite

Con la nuova normativa, i calcoli di cui sopra, saranno condotti sia per il sisma agli SLE ovvero il sisma con periodo di ritorno contenuto (95 anni ad esempio) che per il sisma distruttivo con periodo di ritorno pari a 475 anni.

In quest'ultimo caso le verifiche saranno quindi condotte agli SLU verificando la sicurezza della struttura rispetto all'evento di crollo che metta a repentaglio vite umane ovvero che ostacoli le operazioni di soccorso nelle aree servite dall'infrastruttura. In questi casi l'eventuale agibilità, seppur limitata e condizionata, dell'infrastruttura stessa può essere molto utile e di fatto la si assicura utilizzando l'ulteriore coefficiente di sicurezza γ_1 specificato dalla normativa vigente che incrementa il sisma di progetto fino ad un massimo del 30%.

Molte delle verifiche geotecniche utilizzate attualmente nella pratica professionale sono però effettuate agli SLE. Questo vale soprattutto per la portanza delle fondazioni e per le altre verifiche di stabilità delle opere in terra.

Nell'utilizzare la nuova normativa sismica con le verifiche agli SLU è allora necessario stabilire dei coefficienti di sicurezza da utilizzare in questo caso. Nell'Eurocodice 8 tali coefficienti di sicurezza vengono introdotti direttamente nei parametri geotecnici dei terreni (differenziati per peso di volume, coesione e angolo di attrito).

Nella normativa italiana viene invece applicato in alcuni casi un fattore amplificativo S (variabile per categoria di suolo) della forza di inerzia sismica. Per la verifica di stabilità dei pendii, la forza orizzontale viene calcolata come segue:

$$F_h = 0.5 S \alpha W$$

Dove α è pari ad a_g/g e W è il peso di volume del terreno intreressato ed S il fattore di cui sopra compreso tra 1 e 1.35. Tale fattore può quindi essere considerato come un fattore di sicurezza agli Stati Limite.

In attesa di chiarimenti al riguardo sono stato quindi adottati alcuni coefficienti di sicurezza aggiuntivi che garantiscano una riserva di resistenza strutturale rispetto all'azione sismica di progetto chiaramente individuata in Normativa.

Tali coefficienti dovranno ovviamente mirare a scongiurare meccanismi di collasso fragile restando però meno cautelativi rispetto alle stesse verifiche condotte nel caso di eventi sismici con periodo di ritorno inferiore (SLE).

Vengono nel seguito forniti alcuni dei coefficienti utilizzati nelle verifiche condotte dagli scriventi.

Nel caso delle verifiche dei pali di fondazione la verifica più gravosa, adottata per limitare le deformazioni verticali del singolo palo è notoriamente quella del rapporto tra carico sul palo e resistenza/adesione laterale palo.

Agli SLE il coefficiente adottato è pari a 1.5, fermo restando il coefficiente globale (laterale + punta) che deve soddisfare il valore di 2.5 imposto dalla Normativa.

Agli SLU il coefficiente adottato per la portanza laterale è stato ridotto ad 1, mentre per quello globale si è accettato un coefficiente di 1.5, in linea con quanto adottato in altre verifiche strutturali (ad esempio per il calcestruzzo).

Da notare che le verifiche agli SLU vengono condotte con i carichi fattorizzati e che comunque il meccanismo di portanza del palo non è fragile ma sostanzialmente plastico e quindi relativamente duttile.

Per la verifica a rottura delle fondazioni dirette agli SLE si è mantenuto il coefficiente di sicurezza imposto dalla normativa (DM 11/3/88) pari a 3. Per la verifica agli SLU è stato applicato il metodo semplificato adottato per la verifica nei riguardi della "rottura locale" del terreno; questo prevede una riduzione dei parametri di resistenza del terreno (tale criterio equivale sostanzialmente al metodo dell'Eurocodice dei coefficienti di sicurezza parziali). Nei casi in esame le verifiche sono state condotte applicando un coefficiente di sicurezza pari a 1.3 sulla coesione (drenata e non drenata) e 1.1 sull'angolo di attrito (in questo caso è da considerare sufficiente un coefficiente di sicurezza unitario sul rapporto tra resistenze e azioni di progetto).