



UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI UDINE

Sede Amministrativa del Dottorato di Ricerca

XXVIII CICLO

DOTTORATO DI RICERCA IN

SCIENZE DELL'INGEGNERIA ENERGETICA E AMBIENTALE

CARATTERIZZAZIONE TERRITORIALE DELLA SICUREZZA SISMICA DI STRUTTURE E INFRASTRUTTURE CRITICHE E RILEVANTI

Dottorando:
Alberto Tamaro

Coordinatore del collegio docenti:
Chiar.mo Prof. Alessandro Trovarelli
Università degli Studi di Udine

Supervisore:
Chiar.mo Prof. Daniele Goi
Università degli Studi di Udine

Co-Supervisore:
Chiar.mo Prof. Stefano Grimaz
Università degli Studi di Udine

Tutor:
Chiar.mo Dott. Marco Santulin
OGS – Istituto Nazionale di
Oceanografia Geofisica Sperimentale

Indice

Lista Tabelle	V
Lista Figure.....	VII
Lista abbreviazioni	XV
Riassunto	XVI
Organizzazione dei contenuti	XVIII
1 Introduzione	22
1.1 Motivazione	22
1.2 Obiettivo dello studio	24
1.3 Stato dell'arte degli studi di rischio sismico	25
1.4 Caso studio del sistema dell'oleodotto TransALpino (TAL)	32
2 GIS come supporto all'analisi di rischio sismico	36
2.1 Definizione di un GIS e modello dati.....	36
2.2 Progettazione e sviluppo di un Sistema Informativo Geografico (GIS)	37
2.2.1 Analisi dei dati necessari ed esistenti.....	38
2.2.2 Pre-elaborazioni.....	40
2.2.3 Progettazione del Geodatabase	41
2.2.4 Funzioni di "editing"	42
2.2.5 Interrogazioni ed analisi spaziali	42
2.2.6 Allestimento cartografico	43
3 Comportamento sismico degli elementi a rischio	44
3.1 Tipologia delle tubazioni interrato.....	44
3.2 Serbatoio.....	48
3.3 Stazione di pompaggio.....	50
4 Analisi della deformazione transiente del terreno	52
4.1 Analisi probabilistica di pericolosità sismica (PSHA).....	52
4.1.1 Catalogo terremoti	55
4.1.1.1 Catalogo parte storica	55
4.1.1.2 Catalogo parte strumentale	56
4.1.1.3 Operazioni preliminari e di "declustering"	57
4.1.2 Modello sismogenico.....	60

4.1.2.1	Database di sorgenti sismogeniche individuali (DISS)	60
4.1.2.2	Faglie silenti.....	62
4.1.2.3	Zonazione FRI	64
4.1.3	Relazione di attenuazione	67
4.1.3.1	PGA e PGV	67
4.1.3.2	Intensità di Arias.....	70
4.1.4	Risultati.....	71
4.1.4.1	Curva di pericolosità sismica	71
4.1.4.2	Mappe della PGA, PGV e Intensità di Arias	74
4.1.4.3	Mappa di pericolosità sismica alla superficie libera	76
4.2	Scenario sismico.....	83
5	Analisi della deformazione permanente del terreno	85
5.1	Faglia attiva e capace.....	87
5.1.1	Introduzione	87
5.1.2	Identificazione delle faglie attive nell'area di studio	92
5.1.3	Spostamento permanente del terreno	97
5.2	Liquefazione.....	102
5.2.1	Introduzione	102
5.2.2	Suscettibilità alla liquefazione	109
5.2.3	Probabilità di liquefazione.....	115
5.2.3.1	Calcolo della profondità della falda	117
5.2.4	Spostamento permanente del terreno	136
5.2.4.1	Dislocazioni laterali (lateral spread).....	136
5.2.4.2	Cedimenti del suolo (ground settlement).....	140
5.3	Frana	142
5.3.1	Introduzione	142
5.3.2	Suscettibilità alla frana	144
5.3.3	Mappa delle zone instabili.....	150
5.3.4	Spostamento permanente del terreno	151
6	Analisi di vulnerabilità del sistema oleodotto	157
6.1	Tubazione interrata	157
6.2	Serbatoio.....	161

6.3	Stazione di pompaggio.....	164
7	Risultati di danneggiamento	168
7.1	Tubazione interrata	169
7.1.1	Valutazione del danno da fenomeni sito-specifici	169
7.1.2	Perdita di sostanza pericolosa da deformazioni transienti	177
7.1.3	Perdita di sostanza pericolosa da deformazioni permanenti.....	179
7.2	Serbatoio.....	182
7.2.1	Deposito serbatoi di San Dorligo	182
7.2.2	Serbatoio di manutenzione/emergenza nelle stazioni di pompaggio	184
7.3	Stazione di pompaggio.....	185
8	Strategie di mitigazione.....	187
	Conclusioni e sviluppi futuri	192
	Bibliografia.....	195

Lista Tabelle

Tab. 2.1: Implementazione del piano di attività per la pianificazione e sviluppo di un GIS.	38
Tab. 2.2: Schema concettuale del geodatabase.....	39
Tab. 2.3: Rappresentazione del modello dati associati ai vari temi.....	41
Tab. 3.1: Schema delle caratteristiche strutturali delle tubazioni interrato e le tipologie di danno correlate.	44
Tab. 4.1: Cataloghi dei terremoti utilizzati.	55
Tab. 4.2: Elaborazioni preliminari sui cataloghi e relativo numero di eventi rimasti.	58
Tab. 4.3 : Elenco delle sorgenti sismiche individuali riportate in DISS (DISS Working Group, 2010) usate in questo lavoro e le loro principali caratteristiche. Nome = nome della sorgente sismica, Min h =profondità minima, Max h=profondità minima, IR = intervallo di ricorrenza, Sismo = data dell’ultimo terremoto, MaxM _w =magnitudo massima osservata.....	61
Tab. 4.4 : Elenco delle “faglie silenti” individuate dallo studio di Slejko et al. (2011) utilizzate in questo lavoro e loro principali caratteristiche.	63
Tab. 4.5: Parametri della GR delle sorgenti considerate utilizzando il metodo di Weichert (1980). Il parametro λ rappresenta il tasso annuale di sismicità della classe di magnitudo minima considerata.	65
Tab. 4.6: Coefficienti di regressione del picco di accelerazione PGA dati dalla relazione di Bindi et al. (2011).....	68
Tab. 4.7: Coefficienti di regressione dell’Eq. 4.8 utilizzati per il calcolo dell’Intensità di Arias stimati da Sabetta e Pugliese (1996).	70
Tab. 4.8: PGA (g) e PGV (cm/s) per le 4 stazioni di pompaggio.....	73
Tab. 5.1: Utilizzo dei dati per i tre livelli di zonazione.	85
Tab. 5.2: HAZUS (FEMA 2003): metodo e risultato ottenibili per la valutazione della fagliazione superficiale.	86
Tab. 5.3: HAZUS (FEMA 2003): metodi e risultati ottenibili per la valutazione della liquefazione.	86
Tab. 5.4: HAZUS (FEMA 2003): metodi e risultati ottenibili per la valutazione dei fenomeni franosi.	86
Tab. 5.5: Parametrizzazione delle due sorgenti individuali del DISS presi in esame.	96
Tab. 5.6: Coefficienti di regressioni della relazione di Wells e Coppersmith (1994) per la stima dello spostamento massimo (MD) e medio (AD).	98
Tab. 5.7: Risultati dello spostamento massimo (MD) e medio (AD) per le due sorgenti individuali del DISS, Gemona sud e Medea.	99
Tab. 5.8: Depositi sedimentari suscettibili alla liquefazione (Youd e Perkinson, 1978). Sono stati evidenziati con i colori i vari gradi di suscettibilità dei depositi sedimentari utilizzati nel caso studio.	111
Tab. 5.9: Aggregazione dei depositi (Pleistocene – Attuale) della CartaGeo con quelli del metodo HAZUS.	113
Tab. 5.10: Fattore di riduzione per riflettere la naturale variabilità dei suoli all’interno delle categorie di suscettibilità.	116

Tab. 5.11: Relazione tra la probabilità condizionata e le categorie di suscettibilità.....	129
Tab. 5.12: Soglie di PGA(t) corrispondenti alla probabilità zero di liquefazione.	138
Tab. 5.13: Ampiezze del cedimento del suolo in rapporto alle classi di suscettibilità (Tokimatsu and Seed, 1987).	140
Tab. 5.14: Classi di suscettibilità al franamento con il livello della falda sotto il piano di scivolamento secondo Wilson e Keefer (1985).	145
Tab. 5.15: Classi di suscettibilità al franamento con il livello della falda sopra il piano di scivolamento Wilson e Keefer (1985).	145
Tab. 5.16: Associazione della litologia regionale del Friuli Venezia Giulia alle classi NERHP (BSSC, 2004) e ulteriore classificazione, effettuata nel presente lavoro, al fine di utilizzarla nella metodologia HAZUS (FEMA 2003).	146
Tab. 5.17: Codici dei valori di suscettibilità.	148
Tab. 5.18: Accelerazione critica (a_c) per le categorie di suscettibilità.....	149
Tab. 5.19: Stati limite di danno.	155
Tab. 6.1: Tipi di deformazioni per le tubazioni interrato e relativi parametri di scuotimento, curve di fragilità e tipologie di risultati.....	157
Tab. 6.2: Stati di danno per le tubazioni (Lanzano et al., 2013a).	159
Tab. 6.3: Stati di Rischio per le tubazioni continue in acciaio sottoposte a deformazioni transienti (Lanzano et al., 2013a).	159
Tab. 6.4: Stati di Rischio per le tubazioni continue in acciaio sottoposte a deformazioni permanenti (Lanzano et al., 2013b).	159
Tab. 6.5: Curve di fragilità utilizzati per l'elemento a rischio serbatoio e relativi parametri.	161
Tab. 6.6: Stati di rischio per il serbatoio contenente petrolio greggio sulla base del metodo di Fabbrocino et al., 2005).	161
Tab. 6.7: Definizione degli stati di danno HAZUS (NIBS, 2004).	163
Tab. 6.8: Parametri curve di fragilità dei componenti del sistema serbatoio in accordo con HAZUS (NIBS, 2004).	163
Tab. 6.9: Parametri di fragilità per il sistema serbatoio d'acciaio ancorato in accordo con la metodologia HAZUS (NIBS, 2004).	164
Tab. 6.10: Curve di fragilità utilizzati per l'elemento a rischio stazione di pompaggio e relativi parametri.	165
Tab. 6.11: Stati di danno per le stazioni di pompaggio per generica stazione con i componenti ancorati, proposta dalla metodologia HAZUS (NIBS, 2004).	165
Tab. 6.12: descrizione degli stati di danno e degli indicatori di prestazione SRMLIFE (2003- 2007).	167
Tab. 6.13: Parametri delle curve di fragilità per il sistema di stazione di pompaggio (SRMLIFE (2003-2007).	167
Tab. 7.1: Danno atteso utilizzando la curva di fragilità HAZUS (NIBS, 2004).	183
Tab. 7.2: Risultati del danno atteso alle 3 stazioni di pompaggio.	186

Lista Figure

Fig. 1.1: Moduli che compongono la metodologia HAZUS (Risk Management Solutions, 1996).	26
Fig. 1.2: Organizzazione del progetto RISK-UE.	27
Fig. 1.3: Flusso di lavoro della metodologia SYNER-G.	29
Fig. 1.4: Rischio sismico medio in 100 anni in termini di percentuale di abitazioni crollate per comune, sulla base dei dati del censimento ISTAT '91 (a) e ISTAT 2001 (b), derivato dallo studio di Bramerini e Di Pasquale (2008).	30
Fig. 1.5: Risultati di probabilità di danno moderato (a) ed esteso (b) dei ponti autostradali del Friuli Venezia Giulia (Codermatz et al., 2003).	31
Fig. 1.6: Rappresentazione dei tre livelli di approfondimento del progetto ASSESS per valutare il rischio sismico degli edifici scolastici (Grimaz et al., 2016).	31
Fig. 1.7: Mappa della rete di trasporto greggio in Europa (a destra) e mappa di dettaglio della TAL (a sinistra).	32
Fig. 1.8: Schema del sistema di trasporto energetico TAL in cui sono rappresentati gli elementi che la compongono: terminal marino di approdo delle navi, deposito serbatoi, oleodotto interrato e le stazioni di pompaggio.	33
Fig. 1.9: Schema concettuale del flusso di lavoro per l'analisi di pericolosità sismica per un sistema di trasporto energetico.	34
Fig. 1.10: Schema concettuale per l'analisi della stima del danno.	35
Fig. 3.1: Tubazione interrata continua in acciaio con giunti saldati per il trasporto di petrolio greggio.	45
Fig. 3.2: Deformazione per instabilità (<i>buckling</i>) in una condotta continua d'acciaio.	45
Fig. 3.3: Tubazione interrata segmenta in cemento con giunti a bicchiere per il trasporto di rifiuti liquidi.	46
Fig. 3.4: Rottura per sfilamento del giunto flangiata in una condotta per acqua.	46
Fig. 3.5: Risposta della condotta continua alla deformazione permanente longitudinale del terreno. La deformazione da trazione della condotta avviene all'inizio mentre la deformazione per compressione avviene nella posizione finale della zona di deformazione permanente del terreno.	47
Fig. 3.6: Risposta della condotta continua alla deformazione permanente trasversale del terreno.	48
Fig. 3.7: Esempio tipico d'instabilità del mantello (<i>elephant foot buckling</i>).	50
Fig. 3.8: Stazione di pompaggio con evidenziate le 4 unità principali: A=unità pompe elettriche, B= serbatoio di sicurezza, C=sottostazione elettrica, D=edificio di controllo.	51
Fig. 4.1: Schema concettuale del flusso di lavoro per l'analisi di pericolosità sismica per un sistema di trasporto energetico.	52
Fig. 4.2: Schema concettuale per l'analisi della pericolosità sismica, composto da: zonazione FRI, DISS e dalle "faglie silenti"; due modelli di sismicità (Gutenberg-Richter G-R e terremoto caratteristico); la magnitudo massima calcolata secondo Kijko and Graham, 1998 (STAT) e da considerazioni tettoniche secondo Wells e Coppersmith, 1994 (TECT); utilizzata la relazione	

di attenuazioni di Bindi et al., (2011) per la stima della PGA e PGV mentre per la stima dell'Intensità di Arias è stata utilizzata la relazione di attenuazione di Sabetta e Pugliese (1996).....	55
Fig. 4.3: Distribuzione dei terremoti secondo il catalogo CPTI11.	56
Fig. 4.4: Distribuzione dei terremoti secondo il catalogo ISDe e CSI. in grigio sono anche visualizzati i record di ISDe con magnitudo minore di 3 ma non utilizzati nel presente studio.	57
Fig. 4.5: Catalogo finale dei tre database utilizzati (storico e strumentali) dopo l'operazione di eliminazione delle "repliche".	58
Fig. 4.6: Grafico delle magnitudo del catalogo dei terremoti principali in funzione del tempo; abbiamo utilizzato quattro finestre temporali: 1000–2013; 1600-2013; 1850-2013; 1980-2013.	59
Fig. 4.7: Distribuzione spaziale delle sorgenti del DISS utilizzate.....	61
Fig. 4.8: Distribuzione spaziale delle "faglie silenti" dell'area di Trieste.....	62
Fig. 4.9: Zonazione sismogenica FRI e la distribuzione al loro interno degli epicentri dei terremoti.	64
Fig. 4.10: Curve GR per la zonazione FRI ottenute interpolando tramite il metodo di Weichert (ML, linea blu) (1980) e con il metodo dei minimi quadrati (LS linea rossa).....	66
Fig. 4.11: Andamento della relazione di attenuazione di Bindi et al. (2011) per il calcolo della PGA per i tre tipi di suolo nel caso di $M_w=4$ e $M_w=6$	69
Fig. 4.12: Andamento della relazione di attenuazione utilizzando l'equazione di Bindi et al. (2011) per il calcolo della PGV per i tre tipi di roccia nel caso di $M_w=4$ e $M_w=6$	69
Fig. 4.13: Stima dei valori di I_a usando la relazione Sabetta e Pugliese (1996) in funzione della distanza epicentrale R per i tre tipi di terreno (roccia, suolo rigido e suolo soffice).	71
Fig. 4.14: Localizzazione dei siti di pompaggio lungo il percorso dell'oleodotto.	72
Fig. 4.15: Curve di pericolosità in termini di PGA per i quattro siti di pompaggio di Fig. 4.14.	72
Fig. 4.16: Curve di pericolosità in termini di PGV per i quattro siti di pompaggio di Fig. 4.14.	73
Fig. 4.17: Mappe di pericolosità sismica della PGA (a - b) e PGV (c - d) con probabilità di superamento del 10% ($T_r=475$) e 2% ($T_r=2475$) in 50 anni.....	75
Fig. 4.18: Mappe di pericolosità sismica dell'Intensità di Arias con probabilità di superamento del 10% ($T_r=475$) e 2% ($T_r=2475$) in 50 anni.	76
Fig. 4.19: Schema delle operazioni GIS da eseguire per ottenere, per ogni tipo di suolo, il relativo scuotimento del terreno; in blu sono rappresentati i dati di input, in arancione gli algoritmi di elaborazione e in verde i risultati derivati dalle operazioni eseguite.....	77
Fig. 4.20: Operazione di estrazione dal raster della litologia delle tre categorie di suolo.....	78
Fig. 4.21: Schema di costruzione della Carta di pericolosità sismica dei suoli. In a) sono mostrati gli input usati differenziati in tre categorie sulla base della normativa sismica italiana (NTC, 2008): roccia, suolo rigido, suolo soffice. Le mappe di pericolosità differenziate per tipo di suolo sono state intersecate con la mappa del suolo usando un'operazione di analisi spaziale ed ottenendo in b) un'estrazione areale del previsto scuotimento del terreno per ogni tipo di suolo, Infine in c) le tre mappe sono state aggregate in un'unica mappa tramite l'operazione di mosaicatura di pericolosità dei suoli.	78

Fig. 4.22: Risultati della mappa di PGA e PGV per 475 e 2475 aggregando in ogni mappa i risultati ottenuti per i tre tipi di suoli (roccia, suolo rigido, suolo soffice).	79
Fig. 4.23: Confronto dei valori stimati 2% di probabilità di eccedenza (periodo di ritorno 2475 anni) in termini di PGA, per le tre tipologie di suolo (roccia, suolo rigido e suolo soffice) lungo il percorso della tubazione interrata rappresentata in blu nelle mappe di pericolosità.	80
Fig. 4.24: Risultati stimati al 2% di probabilità di eccedenza in termini di PGA aggregando i risultati ottenuti per i tre tipi di suolo lungo il percorso della tubazione interrata rappresentata in blu nelle mappe di pericolosità.	81
Fig. 4.25: Risultati della mappa di Intensità di Arias per 475 e 2475.	82
Fig. 4.26: Mappa dello scuotimento in termini di PGA e differenziato per tipo su suolo, calcolato su base deterministica utilizzando il scenario sismico dell'evento del 1976 con Mw=6.4 (l'asterisco rappresenta l'epicentro).	84
Fig. 4.27: Intensità di Arias usando la relazione Sabetta e Pugliese (1996) per lo scenario sismico del terremoto del 6 maggio 1976.	84
Fig. 5.1: Classificazione dei tipi di faglia: a) faglia normale; b) faglia trascorrente; c) faglia inversa; d) sovrascorrimento (faglia inversa a basso angolo $\leq 45^\circ$).	87
Fig. 5.2: Esempio di dislocazione superficiale causata dalla faglia Denali.	89
Fig. 5.3: Tracciato della faglia Denali in corrispondenza dell'incrocio con la condotta del TAP. Il tratto della linea evidenziata in giallo e con la lettera A localizza la zona in cui si sono verificati danni agli alberi lungo la faglia (vedi Fig. 5.5).	90
Fig. 5.4: Particolare della TAP con in evidenza le "traversine" in cui la TAP può adattarsi al movimento orizzontale della faglia.	90
Fig. 5.5: Danni agli alberi osservati lungo il tracciato della faglia Denali in corrispondenza dell'incrocio con la TAP (tratto A di Fig. 5.3).	90
Fig. 5.6: Effetti della fagliazione superficiale sulla condotta interrata causata da una dislocazione verticale generata dalla faglia di Paganica. In rosso il tracciato della faglia mentre la freccia evidenzia la zona della rottura della condotta.	91
Fig. 5.7: Particolare della faglia di Paganica che disloca un paleosuolo marrone geologicamente molto recente che ha provocato uno spostamento di circa 50 cm.	92
Fig. 5.8: Modello di interpretazione delle rotture superficiali individuate a nord del monte Susans che sono probabilmente l'espressione superficiale di una faglia che si propaga come una piega associata alla rampa di un sovrascorrimento cieco. La piega produce uno scorrimento sui piani di stratificazione con un processo di " <i>flexural-slip folding</i> ". La profondità è derivata da studi di sismica a riflessione (AGIP, 1959; Amato et al., 1976).	94
Fig. 5.9: Modello di faglia del terremoto del Friuli 06/05/1976 proposto da Aoudia et al. (2000). Le linee bianche sono la proiezione superficiale del top delle faglie inverse cieche mentre la linea nera tratteggiata corrisponde a una faglia inversa emergente.	94
Fig. 5.10: In rosso le faglie attive estratte dallo studio di Poli et al. (2008): ST - Susans-Tricesimo e MD - Medea; in viola le due sorgenti sismogeniche individuali del DISS: ITIS120 Gemona Sud e ITIS126 Medea. In blu è rappresentato il percorso dell'oleodotto TAL.	95
Fig. 5.11: Rappresentazione tridimensionale delle due sorgenti del DISS (poligono giallo): ST=Susans-Tricesimo e la MD=Medea, sulla base dei parametri di Tab. 5.5. Il perimetro	

tratteggiato in verde rappresenta la proiezione della sorgente in superficie mentre la linea rossa tratteggiata rappresenta la proiezione della faglia in superficie, in blu è rappresentato il percorso della condotta.	97
Fig. 5.12: Il rettangolo giallo include la proiezione del piano di faglia in superficie e la proiezione del top della faglia rappresentato dalla linea rossa tratteggiata che rappresenta l'ipotetica zona di possibile rottura superficiale della faglia. Dall'intersezione di tale area con la linea che rappresenta il percorso della tubazione, ottengo, tramite una procedura GIS, il segmento di tubazione che potrebbe essere interessato da una dislocazione del terreno quantificato dalla relazione di Well e Coppersmith (1994).....	100
Fig. 5.13: Danneggiamenti alla banchina del porto di Kobe a seguito del terremoto avvenuti nel 1995.	103
Fig. 5.14: Effetti di liquefazione avvenuti a seguito del terremoto di Tohoku.....	103
Fig. 5.15: Catalogo Nazionale dei processi di liquefazione avvenuti in Italia (ISMES).	104
Fig. 5.16: Fessurazioni del terreno con espulsioni di sabbia in località San Carlo (FE) a seguito dell'evento sismico del 2012 in Emilia.	105
Fig. 5.17: Rappresentazione schematica di una dislocazione laterale a seguito di un terremoto (Varnes, 1978).....	106
Fig. 5.18: Liquefazione dei suoli sabbiosi e dislocazione laterale di a) suolo in leggera pendenza e b) verso una superficie libera come una riva di un fiume (Rauch 1997).	106
Fig. 5.19: Notevoli danneggiamenti a una strada di città dovuti a fenomeni di liquefazione che hanno indotto effetti di dislocazione laterale avvenuti a seguito del terremoto di Christchurch del 2011.....	107
Fig. 5.20: Schema di formazione di un vulcanello di sabbia (<i>sand boil</i>) a seguito di un evento sismico (Sims and Garvin 1995 modificato da INGV).	108
Fig. 5.21: Flusso di lavoro della procedura del calcolo per valutare la suscettibilità alla liquefazione e ottenere la probabilità alla liquefazione.	108
Fig. 5.22: Carta Geologica del Friuli Venezia Giulia alla scala 1:150.000.	111
Fig. 5.23: Servizio web-GIS di IRDAT della regione Friuli Venezia Giulia e rappresentazione digitale della Carta Geologica in formato vettoriale.	112
Fig. 5.24: Mappa della Carta litologica differenziata in due classi sulla base dell'età del deposito. In verde sono rappresentati le unità litologiche Quaternarie che verranno prese in esame per la valutazione della suscettibilità alla liquefazione.	113
Fig. 5.25: Carta delle unità litologiche del Friuli Venezia Giulia sulla base della nomenclatura poposta da Youd e Perkinson (1978).....	114
Fig. 5.26: Mappa della suscettibilità alla liquefazione del Friuli Venezia Giulia, in blu è rappresentato il percorso della tubazione interrata.	115
Fig. 5.27: Mappa della proporzione dell'unità di deposito suscettibilità alla liquefazione del Friuli Venezia Giulia in formato raster e classificato sulla base delle proporzioni di mappa date dalla Tab. 5.10.	116
Fig. 5.28: Principali unità fisiografiche del bacino idrogeologico del Friuli Venezia Giulia (Zini et al. 2011).....	118

Fig. 5.29: Sezione schematica della pianura Padana In celeste i depositi ghiaiosi e sabbiosi permeabili in cui risiedono la falda freatica e i sistemi di acquiferi artesiani, in arancione i depositi limoso-argillosi impermeabili, in beige il basamento pre-quadernario. Le frecce indicano le direzioni preferenziali di deflusso (Zini et al., 2011).....	118
Fig. 5.30: Ricostruzione del substrato pre-quadernario della Pianura Friulana (Zini et al., 2011).....	119
Fig. 5.31: Unità fisiografiche in formato vettoriale poligonale; per il calcolo della profondità sono stati utilizzati solo gli areali dell'Alta Pianura (acquifero freatico), dell'anfiteatro morenico e del campo di Osoppo – Gemona.....	120
Fig. 5.32: Mappa delle isofreatiche derivate dal lavoro di monitoraggio rilevate dalle stazioni freaticometriche regionali riguardanti il minimo impinguamento della falda nel periodo agosto-settembre 1993 in formato vettoriale polilinea.....	121
Fig. 5.33 : Modello digitale del terreno (DTM) del Friuli Venezia Giulia con risoluzione di 20 metri.	122
Fig. 5.34: Diagramma del flusso di lavoro utilizzando il Model Builder (ESRI) per ottenere la profondità della falda: in blu sono rappresentati gli input, in arancione i “tool” di elaborazione mentre in verde sono rappresentati i risultati di ogni processo di elaborazione.	123
Fig. 5.35: Creazione del modello digitale di elevazione delle acque sotterranee utilizzando la struttura dati TIN (Triangulated Irregular Network).	124
Fig. 5.36: Modello digitale di elevazione delle acque sotterranee utilizzando la struttura dati TIN (Triangulated Irregular Network).	124
Fig. 5.37: Flusso di lavoro per ottenere il DEM delle acque sotterranee in formato grid utilizzando il “tool” TIN to RASTER.	125
Fig. 5.38: Modello digitale in formato raster delle acque sotterranee (in metri su l.m.m.)..	125
Fig. 5.39: Diagramma di flusso utilizzando l'algoritmo di conversione da raster a uno shapefile di punti e operazione di aggiunta di un campo nella tabella degli attributi.	126
Fig. 5.40: Risultato di output tramite il tool di conversione da raster a shapefile (point).	126
Fig. 5.41: Ultime operazioni del flusso di lavoro per il calcolo della profondità della falda.	127
Fig. 5.42: Risultato finale e rappresentazione raster della profondità della falda acquifera in “feet”.	128
Fig. 5.43: Relazione tra la PGA e la probabilità condizionata alla liquefazione a seconda del grado di suscettibilità alla liquefazione (Liao et al., 1988).	130
Fig. 5.44: Fattore di correzione della magnitudo momento nella relazione di probabilità di liquefazione (Seed et al., 1982).	130
Fig. 5.45: Fattore di correzione della profondità dell'acqua usata nella relazione della probabilità di liquefazione.....	131
Fig. 5.46: Fattore di correzione della profondità della falda K_w	132
Fig. 5.47: Moltiplicazione dei due fattori di correzione K_m e K_w	133
Fig. 5.48: Mappa della probabilità condizionata (in percentuale) ridotta per i fattori di correzione della magnitudo e della profondità della falda acquifera.	134

Fig. 5.49: Mappa della probabilità di liquefazione (in percentuale) per le varie categorie di suscettibilità: a) alta, b) moderata, c) bassa, d) molto bassa.....	134
Fig. 5.50: Rappresentazione del processo di mosaicatura dei 4 raster di Fig. 5.49 tramite l'algoritmo "Mosaic to new raster" che permette di ottenere in un unico file la mappa della probabilità di liquefazione visualizzata nella figura successiva.....	135
Fig. 5.51: Mappa della probabilità alla liquefazione dopo il processo di "mosaicatura".....	135
Fig. 5.52: Particolare della mappa di probabilità di liquefazione.....	136
Fig. 5.53: Relazione dello spostamento causato dalla dislocazione laterale (Youd a Perkins 1978; Sadigh et al., 1986).	137
Fig. 5.54: Procedura per il calcolo del rapporto $PGA/PGA(t)$: a) scenario 1976 – PGA; b) $PGA/PGA(t)$, con $PGA(t)=0.12$ (categoria di suscettibilità alta) per l'intero territorio regionale; c) mappa della categoria di suscettibilità alla liquefazione alta; d) $PGA/PGA(t)$ per la categoria di suscettibilità alta.....	138
Fig. 5.55: Deformazione permanente del terreno (PGD) causa dislocazioni laterali indotta dalla liquefazione.....	139
Fig. 5.56: "Ground settlements" per lo scenario 1976 $M_w=6.4$	141
Fig. 5.57: Flusso di lavoro della procedura del calcolo per valutare lo spostamento permanente indotta da fenomeni franosi. In blu sono evidenziati i dati di input mentre in verde e arancione i risultati intermedi per poter ottenere, in giallo, le due mappe più importanti, quella della suscettibilità alla franosità e quella dello spostamento permanente.	142
Fig. 5.58: Modello di blocco rigido usato nell'analisi di Newmark (1965).	143
Fig. 5.59: Dimostrazione del metodo di Newmark (Wilson and Keefer, 1983): A) accelerogramma di un terremoto con l'accelerazione critica $a_c=0.2$ g (linea tratteggiata); B) velocità del blocco rigido rispetto al tempo; C) spostamento del blocco rigido in funzione del tempo.	143
Fig. 5.60: Carta delle classi dei suoli sulla base della classificazione del metodo HAZUS (FEMA 2003).....	147
Fig. 5.61: Carta delle acclività derivato dal Modello Digitale del Terreno (DTM) del Friuli Venezia Giulia con risoluzione di 20 metri.	147
Fig. 5.62: Carta della suscettibilità alla franosità.	149
Fig. 5.63: Mappa delle zone instabili derivato dall'Eq. 5.9.....	150
Fig. 5.64: Carta degli spostamenti permanenti del terreno stimati per lo scenario del terremoto del maggio 1976 utilizzando la funzione data dall'Eq. 5.10 di Ambraseys e Menu (1988).....	152
Fig. 5.65: Particolare della Carta degli spostamenti secondo la relazione di Ambraseys e Menu (1988).	152
Fig. 5.66: Distribuzione degli spostamenti utilizzando la relazione data dall'Eq. 5.11 di Jibson (2007), nelle due mappe in basso sono visualizzate due aree in cui la condotta interrata attraversa aree con possibilità di spostamenti del terreno intorno ai 40-50 cm causate da fenomeni franosi.	153

Fig. 5.67: Carta degli spostamenti permanenti del terreno stimati per lo scenario del terremoto del maggio 1976 utilizzando la funzione data dall'Eq. 5.12 di Jibson (2007).	154
Fig. 5.68: Particolare della carta degli spostamenti secondo la relazione di Jibson (2007)...154	
Fig. 5.69: Confronto tra la distribuzione degli spostamenti all'interno dell'area di studio e tra le diverse correlazioni.....	155
Fig. 5.70: PGD utilizzando l'Intensità di Arias con 10% di probabilità di eccedenza in 50 anni.	156
Fig. 5.71: PGD utilizzando l'Intensità di Arias con 2% di probabilità di eccedenza in 50 anni.	156
Fig. 6.1: Curva di fragilità per tipologie di tubazioni interrato per gas e petrolio greggio causa deformazioni permanenti del terreno (ALA 2001).....	158
Fig. 6.2: Curve di fragilità per tubazioni interrato sottoposte a deformazione transiente (Lanzano et al. 2013a).	160
Fig. 6.3: Curve di fragilità per tubazioni interrato sottoposte a deformazione permanente (Lanzano et al. 2013b).	160
Fig. 6.4: Curve di fragilità per serbatoio ancorato e riempito quasi al limite o almeno oltre il 50% (Fabbrocino et al., 2005).....	162
Fig. 6.5: Curve di fragilità per il sistema serbatoio d'acciaio ancorato sulla base della metodologia HAZUS (NIBS, 2004).....	164
Fig. 6.6: Curve di fragilità per le stazioni di pompaggio tramite il modello HAZUS (NIBS, 2004).	166
Fig. 6.7: Curve di fragilità per le stazioni di pompaggio sviluppata da SRMLIFE (2003-2007).	167
Fig. 7.1: Schema concettuale per l'analisi della stima del danno.....	168
Fig. 7.2: Mappa del tasso di riparazione (1/km) lungo il percorso della TAL dovute a dislocazioni laterali indotte da fenomeni di liquefazione. Con i cerchi celesti sono evidenziati le zone che risultano ad avere la maggiore criticità e che necessitano uno studio geotecnico approfondito per ottenere un quadro di maggior dettaglio sulla possibilità che tali fenomeni di liquefazione possano provocare danni all'oleodotto.....	170
Fig. 7.3: Particolare della mappa del tasso di riparazione (1/km) lungo il percorso della TAL dovute a dislocazioni laterali indotte da fenomeni di liquefazione con sovrapposto il reticolo idrografico.	171
Fig. 7.4: Particolare della mappa del tasso di riparazione (1/km) della zona 4, lungo il percorso della TAL dovuto a dislocazioni laterali indotte da fenomeni di liquefazione, con sovrapposto il reticolo idrografico.	172
Fig. 7.5: Mappa del tasso di riparazione (1/km) lungo il percorso della TAL dovute a movimenti gravitativi.....	173
Fig. 7.6: Visualizzazione tridimensionale (Google Earth) della zona 1 di Fig. 7.5, in cui sono localizzati i tratti di tubazione (a, b, c) che potrebbero subire danneggiamento e classificati sulla base del tasso di riparazione ottenuto. Il rettangolo celeste identifica la stazione di pompaggio.	174

Fig. 7.7: In a) è rappresentata in forma schematica la possibile flessione (bending) della condotta dovuta a uno scorrimento trasversale della superficie di scorrimento; in b) è mostrato il tratto 1a di Fig. 7.6 e la potenziale area d'influenza di un movimento gravitativo che potrebbe provocare danni alla condotta.....	174
Fig. 7.8: In a) è rappresentato in forma schematica il possibile stato tensionale della condotta dovuta a uno scorrimento longitudinale della superficie di scorrimento rispetto ad essa; in b) è mostrato il tratto 1c e la potenziale area d'influenza di un movimento gravitativo che potrebbe provocare danni alla condotta.	175
Fig. 7.9: In a) è rappresentato in forma schematica lo stato di tensione e compressione della condotta dovuta a un'orientazione casuale rispetto a un'ipotetica superficie di scorrimento; in b) è mostrato il tratto della condotta e la potenziale area d'influenza e direzione di movimento gravitativo che potrebbe provocare danni alla condotta.....	175
Fig. 7.10: Mappa del tasso di riparazione (1/km) lungo il percorso della TAL dovute a fenomeni di fagliazione superficiale. Il poligono in giallo rappresenta l'area d'influenza della fagliazione attiva che è stata presa in considerazione nel calcolo del tasso di riparazione. .	176
Fig. 7.11: Rischio basso di perdita di contenuto dalla tubazione dell'oleodotto nell'ambiente esterno a causa di deformazioni transienti.....	177
Fig. 7.12: Rischio elevato di perdita di contenuto dalla tubazione dell'oleodotto sull'ambiente esterno causa deformazioni transienti.....	179
Fig. 7.13: Rischio elevato di perdita di contenuto dalla tubazione dell'oleodotto sull'ambiente esterno causato deformazioni permanenti.....	180
Fig. 7.14: Confronto dei risultati fra le due metodologie utilizzate nel calcolo della potenziale rottura della condotta a causa di deformazione permanente. In a) è rappresentato il risultato ottenuto con la metodologia di Lanzano et al. (2013b), in b), c) e d) sono mostrati i risultati del tasso di riparazione dovuto rispettivamente a fenomeni di fagliazione superficiale, frane e liquefazione.	181
Fig. 7.15: Danno atteso al deposito di stoccaggio: a) curve di pericolosità; b) ubicazione del deposito dei serbatoi di San Dorligo; c) curve di fragilità; d) danno atteso.....	183
Fig. 7.16: Danno atteso ai serbatoi di emergenza all'interno delle stazioni di pompaggio: a) serbatoio di emergenza ubicato all'interno della stazione di pompaggio C3; b) ubicazione delle stazioni di pompaggio lungo il percorso dell'oleodotto; c) curve di fragilità di Fabbrocino et al. (2005); d) risultati del danno atteso a seconda del tipo di rischio.....	184
Fig. 7.17: Danno atteso alle stazioni di pompaggio: a) curve di pericolosità; b) ubicazione delle stazioni; c) curve di fragilità; d) danno atteso.	185
Fig. 8.1: Schema delle procedure d'identificazione dei siti in cui possono avvenire potenziali movimenti lungo il percorso dell'oleodotto e le possibili strategie di mitigazione nel caso di fenomeni franosi indotti da un evento sismico.....	188
Fig. 8.2: Rivestimento della una condotta tramite l'utilizzo di EPS geofoam.	190
Fig. 8.3: Utilizzo dell'EPS geofoam per ridurre la deformazione della condotta a seguito di una fagliazione superficiale (Nair e Dash, 2014).	190
Fig. 8.4: Risultato delle operazioni di "Jet Grouting" al fine di migliorare le proprietà meccaniche e di permeabilità del terreno (Andrus R. D. e Chung R. M., 1995).	191

Lista abbreviazioni

CPTI11	Catalogo Parametrico Italiano 2011
CSI	Catalogo Strumentale Italiano
DISS	Database of Individual Seismogenic Sources
DEM	Digital Elevation Model (Modello Digitale di Elevazione)
DTM	Digital Terrain Model (Modello Digitale del Terreno)
DS	Damage State (Stato di Danneggiamento)
RS	Risk State (Stati di Rischio)
FRI	Zonazione sismogenica del Friuli
FVG	Friuli Venezia Giulia
GIS	Geographic Information System (Sistema Informativo Geografico)
GMPE	Ground Motion Prediction Equation
HAZUS	Hazard USA
I_A	Intensità di Arias
ISMES	Istituto Sperimentale Modelli e Strutture
IRDAT	Infrastruttura regionale (Friuli Venezia Giulia) dei dati ambientali e territoriali
ISIDe	Italian Seismological Instrumental and Parametric Database
M_w	Magnitudo momento
NERHP	National Earthquake Hazard Reduction Program
PGA	Peak Ground Acceleration
PGD	Permanent Ground Displacement
PGV	Peak Ground Velocity
PSHA	Probabilistic Seismic Hazard Assessment
RR	Repair Rate
SQL	Structured Query Language
TAL	Trans ALpine Pipeline
TAP	Trans Alaska Pipeline

Riassunto

La progettazione sismica di strutture critiche e rilevanti si basa usualmente su un'analisi di pericolosità sismica con approccio probabilistico che deve tener conto anche di eventi a bassa probabilità di eccedenza rispetto a un edificio ordinario. Nel presente studio la valutazione della pericolosità sismica, per un sistema di distribuzione di petrolio greggio localizzato in Friuli Venezia Giulia, nel nord-est Italia, è stata valutata in termini del picco di accelerazione (PGA) e velocità (PGV) per la sua componente orizzontale e Intensità di Arias, con una probabilità di eccedenza del 2% in 50 anni (corrispondente a un tempo di ritorno di 2475 anni).

In questo studio i maggiori eventi sismici sono stati associati alle sorgenti lineari derivate dal database italiano delle sorgenti sismiche (DISS Working Group, 2010) considerando un modello caratteristico del terremoto. Una zonazione sismogenica è stata aggiunta a tali sorgenti lineari al fine di caratterizzare la sismicità minore descrivendola mediante il modello di sismicità di Gutenberg-Richter. Infine sono state aggiunte al modello di sorgenti sismogeniche anche le faglie quaternarie localizzate nell'area del golfo di Trieste che hanno dimensioni sufficienti per giustificare, almeno, una magnitudo caratteristica di 6.

I risultati delle mappe di pericolosità sismica riferiti ai tre tipi di suolo (roccia, suolo rigido, suolo soffice) sono stati aggregati, attraverso la tecnologia GIS, in una singola mappa, definita pericolosità sismica alla superficie libera, sulla base delle caratteristiche litologiche locali.

Nel presente studio è stato considerato il sistema di distribuzione di petrolio greggio che connette Trieste (Italia) a Ingolstadt (Germania). Esso consiste in un deposito di stoccaggio costituito da 32 serbatoi, da 4 stazioni di pompaggio e dalla condotta sepolta. Quest'ultima componente è interrata, pertanto è stato necessario anche caratterizzare la pericolosità da possibili fenomeni di fagliazione superficiale, di liquefazione e movimenti gravitativi, che inducono rotture del terreno, e calcolare lo spostamento permanente del terreno (PGD).

La vulnerabilità delle tubazioni interrate è comunemente descritta in letteratura da curve di fragilità che relazionano un indicatore di prestazione, come il tasso di riparazione (numero di rotture per chilometro) stimate da dati empirici (osservazionali) come una funzione di scuotimento di parametri rappresentativi (PGA, PGV). Nel presente studio, oltre a tale metodologia è stata anche considerata una rappresentazione alternativa orientata alle

conseguenze di un'eventuale rottura, cioè alle perdite di sostanze pericolose nell'ambiente nel caso in cui la condotta sia soggetta a un evento sismico.

Nell'ultima fase del lavoro si è effettuata la convoluzione, per ciascun sito del percorso dell'oleodotto, tra la curva di pericolosità sismica (che rappresenta la probabilità in 50 anni di superare certi livelli di scuotimento in termini di PGA e PGV nella loro componente orizzontale), e le curve di fragilità (che rappresentano la probabilità dell'elemento a rischio di raggiungere o superare differenti stati di danneggiamento), che permetterà di calcolare la probabilità di osservare danni e conseguenti perdite di contenuto di sostanze contaminanti sull'ambiente esterno.

Organizzazione dei contenuti

La struttura della tesi è articolata in 8 capitoli:

Nel **primo capitolo** sono descritte le motivazioni che stanno alla base dello studio della tesi, poi vengono esposti alcuni esempi di terremoti passati che hanno comportato danni diretti, alle strutture e infrastrutture critiche e rilevanti, e gli effetti indiretti che hanno causato rilasci di sostanze pericolose con conseguente inquinamento ambientale. Viene, poi, descritto l'obiettivo del presente studio che consiste nella progettazione di un strumento a supporto delle decisioni, costituito da un geo-database, finalizzato a supportare e gestire i dati geospaziali necessari a descrivere le azioni preliminari di mitigazione del rischio sismico, individuando le zone potenzialmente critiche per un sistema di distribuzione di petrolio greggio. Segue una breve descrizione sullo stato dell'arte delle metodologie utilizzate per il calcolo di rischio sismico in ambito americano, europeo e italiano. Viene, poi, descritta l'infrastruttura oggetto dello studio costituita dall'oleodotto TransALpino (TAL), che collega Trieste a Ingolstadt in Germania, e dalle altre strutture di supporto (serbatoi di stoccaggio, stazioni di pompaggio). Viene descritta, infine, la metodologia utilizzata per calcolare la probabilità di osservare vari livelli di danneggiamento del sistema oleodotto.

Nel **secondo capitolo** sono affrontati gli argomenti basilari sui Sistemi Informativi Geografici (GIS), dando una breve descrizione e definizione dei vari componenti che lo compongono; viene poi descritta la fase di progettazione e sviluppo di un GIS applicato a un sistema di distribuzione di petrolio greggio, identificando le varie attività che saranno coinvolte: analisi dei dati necessari ed esistenti, fasi di pre-elaborazione dei dati e di progettazione del geodatabase che rappresenta il cuore del GIS ed infine una breve descrizione delle importanti funzioni di modifica dei dati ("editing"), d'interrogazione e di analisi spaziale.

Nel **terzo capitolo** viene affrontata l'analisi del comportamento sismico degli elementi a rischio presi in esame nel presente studio. Si procede a una breve descrizione strutturale e operativa delle tipologie del sistema di trasporto energetico costituito da: tubazione interrata, depositi di stoccaggio di petrolio greggio e stazioni di pompaggio. Successivamente, per ogni elemento a rischio, viene descritto il suo comportamento a seguito di un evento sismico, caratterizzato sulla base della tipologia di danno rispetto alle sue caratteristiche strutturali.

Il **quarto capitolo** tratta l'analisi della pericolosità sismica, sia tramite l'approccio probabilistico (PSHA) che mediante uno scenario sismico. La parte riguardante il metodo PSHA consta di una breve descrizione teorica della stima della pericolosità sismica. Nei paragrafi successivi vengono descritte le varie attività svolte (reperimento dei dati, loro archiviazione in catalogo storico e strumentale) e le prime operazioni sui tali dati (completezza ed eliminazione delle repliche). Segue la definizione geometrica e sismologica delle sorgenti sismiche regionali basata sul database italiano delle strutture sismogeniche capaci di generare terremoti di $M_w > 5.5$ (DISS, Working Group, 2010), sulle faglie "silenti" e sulla zonazione sismogenica FRI (Slejko et al., 2008). Nella fase successiva viene analizzata la scelta della relazione di attenuazione che correla la magnitudo dell'evento con i parametri di scuotimento che vogliamo associare alle stime di probabilità. Si passa, poi, al paragrafo dei risultati in termini di curve di pericolosità che rappresentano la probabilità in 50 anni di superare certi livelli di scuotimento in termini di picco di accelerazione (PGA) e velocità (PGV) nella loro componente orizzontale. Inoltre, è stata stimata anche l'intensità di Arias. Infine, essendo il comportamento sismico delle tubazioni interrato fortemente influenzato dalla risposta sismica del terreno, si è voluto, sulla base della metodologia sviluppata in Slejko et al. (2011), aggregare in un'unica mappa (*soil seismic hazard map*), tramite la tecnologia GIS, i risultati di pericolosità per le tre tipologie di suolo (roccia, terreno rigido, terreno soffice) sulla base delle conoscenze litologiche derivate da Carulli (2006a, 2006b), in modo tale da evidenziare l'amplificazione sismica nei terreni rigidi e soffici nelle reali posizioni in cui essi sono presenti. In quest'ultimo paragrafo sono descritte le procedure per produrre tale mappa e i risultati raggiunti. Per quanto riguarda la fase di analisi dello scenario sismico è stato preso in esame il terremoto del 6 maggio 1976 ($M_w=6.4$) con epicentro localizzato intorno al comune di Gemona; i parametri di scuotimento calcolati sono la PGA e l'intensità di Arias che sono stati utilizzati nelle relazioni empiriche per il calcolo dello spostamento permanente del terreno a causa di fenomeni di fagliazione superficiale, liquefazione e frana.

Nel **quinto capitolo** viene discussa l'analisi della deformazione permanente del terreno, causata dai fenomeni di fagliazione superficiale, liquefazione e frana, mediante il metodo HAZUS (FEMA 2003), che raccoglie al suo interno diverse procedure di calcolo permettendo di valutare la probabilità di liquefazione e quella da frana e la conseguente stima dello spostamento permanente del terreno. Viene descritto brevemente il fenomeno della fagliazione superficiale, tramite l'esposizione dei casi derivati da eventi sismici del passato che

hanno coinvolto la dislocazione del terreno e conseguentemente, dalle tubazioni interrato ed infine viene esposta la relazione empirica di valutazione dello spostamento permanente. Di seguito, viene descritto il fenomeno della liquefazione causato da terremoto e i suoi effetti sulle strutture riportati in letteratura. Si passa, poi, alla descrizione delle operazioni eseguite per ricavare la mappa della suscettibilità alla liquefazione e la mappa della probabilità alla liquefazione e, infine, viene valutato lo spostamento permanente del terreno causato da dislocazioni laterali e cedimenti del terreno. Viene, poi, affrontata la parte riguardante i fenomeni di rottura causati dai movimenti gravitativi e, anche in questo caso, vengono descritte le varie fasi di lavoro per ottenere la mappa di suscettibilità, la mappa delle zone instabili, e valutato lo spostamento permanente del terreno sulla base di relazioni empiriche.

Nel **sesto capitolo** viene affrontata la valutazione della vulnerabilità sismica degli elementi a rischio che costituiscono il sistema di trasporto energetico (tubazione interrato, deposito di stoccaggio di petrolio greggio e stazioni di pompaggio). Sono state utilizzate le curve di fragilità ricavate da letteratura: per la tubazione interrato quella proposta da ALA (2001), che considera un indicatore prestazionale in funzione dello spostamento permanente del terreno. È stato pure valutato l'utilizzo di una metodologia alternativa, progettata da Lanzano (2013) rivolta a stimare le conseguenze di un'eventuale rottura, da terremoto piuttosto che ai relativi costi di riparazione. Per l'impianto di stoccaggio di petrolio, la valutazione dei danni, causati dallo scuotimento del terreno e la conseguente perdita di sostanze pericolose nel terreno, è stata basata su curve di fragilità definite dallo studio di Fabbrocino et al. (2005). Infine sono state esaminate le curve di fragilità per le stazioni di pompaggio sviluppate dalla metodologia HAZUS (NIBS, 2004).

Nel **settimo capitolo** vengono mostrati i risultati di danneggiamento e perdita di contenuto per le tre tipologie di elementi a rischio considerati. Questi risultati permettono di identificare le aree della tubazione interrato con maggior possibilità di danneggiamento a seguito di deformazioni permanenti del terreno. È stata, inoltre, valutata la probabilità di perdita di contenuto di sostanze pericolose a causa delle deformazioni transienti del terreno. Infine, è stata valutata la probabilità di danneggiamento dei serbatoi di stoccaggio del petrolio greggio e delle stazioni di pompaggio.

Nell' **ottavo capitolo** vengono brevemente descritte le possibili strategie di mitigazione del rischio allo scopo di migliorare la risposta della condotta a seguito di spostamenti del terreno causati da fenomeni franosi, di liquefazione e da fagliazione superficiale, attraverso

quattro azioni che potranno essere usate da sole o in combinazione tra loro: aumento della resistenza della condotta, modifica del percorso della condotta, riduzione dei carichi del terreno attorno la condotta e miglioramento delle caratteristiche del terreno.

1 Introduzione

1.1 Motivazione

La motivazione scientifica dello studio in oggetto è nata dalla constatazione che i terremoti, oltre a causare il crollo di abitazioni civili, di infrastrutture di trasporto, ecc., con conseguenti perdite in termini vite umane, se colpiscono impianti critici e rilevanti possono mettere in crisi anche l'assetto socio-economico di un territorio e provocare considerevoli danni all'ambiente. I terremoti, infatti, possono comportare un rischio che non dipende unicamente dagli effetti diretti su strutture e persone, ma comprendere anche gli effetti indotti cioè conseguenti ad eventuali rilasci di sostanze pericolose derivanti da significativi danneggiamenti agli impianti di stoccaggio e alle infrastrutture di trasporto energetico come oleodotti e gasdotti. Gli incidenti così generati sono stati nominati eventi Na-Tech (Campedel et al., 2008; Krausmann et al., 2011) ad indicare la doppia matrice causale dell'evento: naturale e tecnologica.

L'esempio più recente e drammatico è stato il terremoto di magnitudo $M_w=9.0$ a Tohoku avvenuto l'11 marzo 2011 al largo della costa orientale giapponese. I danni diretti del sisma sono risultati limitati ma il sisma provocò uno tsunami che dopo pochi minuti raggiunse la costa: le onde, con un'altezza di circa 14 m, investirono anche la centrale nucleare di Fukushima Daiichi, scavalcando le barriere di protezione (alte circa 6 m) ed invadendo i locali della centrale. I generatori di energia di emergenza furono messi fuori uso e il raffreddamento del combustibile fu interrotto causando un surriscaldamento incontrollato e conseguente fusione delle barre di combustibile e provocando l'esplosione di tre reattori. Tale incidente ha provocato un disastro ambientale poichè nei giorni successivi all'evento sono stati raggiunti livelli di radioattività in mare superiore di oltre 4400 volte i limiti ammessi.

Da ricordare anche le conseguenze avvenute a seguito del terremoto di magnitudo $M_w=6.9$ a Yushu in Cina nell'aprile 2010 che causò diversi danni sia alle infrastrutture viarie che ai sistemi di trasporto di corrente elettrica; inoltre ci furono severi danneggiamenti e conseguenti rotture delle condotte interrate di trasporto dell'acqua, causate da fenomeni di fagliazione superficiale e movimenti gravitativi.

Un altro esempio è il terremoto di magnitudo $M_w=7,4$ a Izmit in Turchia nel 1999, che causò l'incendio e il conseguente collasso di un serbatoio di stoccaggio nella raffineria di Yarimica e comportò gravissime conseguenze in termini di inquinamento atmosferico.

A causa del terremoto di Northridge in California di $M_w = 6.8$ del 17 gennaio 1994, Lindell e Perry (1997) hanno documentato notevoli rotture alla condotta interrata di "Arco Four Corners" e sono stati stimati più di 8700 m³ di petrolio greggio versato nei pressi della città di Santa Clarita attraverso un canale di drenaggio. Nonostante le stazioni di pompaggio dell'oleodotto fossero state chiuse entro 1 minuto dall'evento, riducendo così la pressione sulla linea, le fuoriuscite non furono evitate. Il rilascio del petrolio e le successive operazioni di pulitura hanno riguardato una superficie di circa 40 ettari di vegetazione erbacea e circa 60 ettari di sedimenti fluviali.

Recenti lavori analizzano la problematica della valutazione della pericolosità sismica per infrastrutture critiche (Grimaz e Slejko, 2014) e la situazione italiana in particolare (Grimaz, 2014). Il punto di partenza della metodologia utilizzata è stato l'analisi della pericolosità sismica che, per un sistema di distribuzione di petrolio greggio, deve comprendere, sulla base dell'esperienza maturata durante gli eventi passati (O'Rourke and Liu, 1999), sia la pericolosità derivata dalla propagazione delle onde sismiche (*strong ground shaking*), ovvero lo scuotimento transiente prodotto nel mezzo dal passaggio delle onde sismiche, che la possibilità di deformazioni permanenti indotte da fenomeni del terreno causati da frane, liquefazione e fagliazione superficiale (*ground failure*).

Il caso studio, oggetto del dottorato, ha riguardato la valutazione del rischio sismico dell'oleodotto TransAlpino (Transalpine Pipeline - TAL) che collega Trieste a Ingolstadt in Germania. L'infrastruttura inizia nel Golfo di Trieste con l'impianto marino di approdo delle navi, in cui viene scaricato il petrolio greggio e trasferito al Parco Serbatoi di Dolina attraverso quattro tubazioni interrate. Da qui parte la tubazione interrata che attraversa l'intero territorio nel Friuli Venezia Giulia e, dopo aver valicato le Alpi, prosegue il suo percorso in Austria per raggiungere Ingolstadt in Germania, da dove si snoda in due direzioni terminando ad ovest nei pressi di Karlsruhe e ad est a Neustadt, per una lunghezza complessiva di 753 chilometri. L'analisi di rischio sismico qui presentata si concentra sulla parte di impianto ubicata sul territorio del Friuli Venezia Giulia e consiste nell'impianto marino di approdo delle navi, nel deposito di stoccaggio, in tre impianti di pompaggio e nel sistema stesso di trasporto del petrolio greggio mediante una tubazione interrata.

1.2 Obiettivo dello studio

L'obiettivo del presente studio consiste nella progettazione di un strumento a supporto delle decisioni, costituito da un geo-database (Bogliolo, 2012), finalizzato a supportare e gestire i dati geospaziali necessari a descrivere le azioni preliminari di mitigazione del rischio sismico, individuando le zone potenzialmente critiche per un sistema di distribuzione di petrolio greggio, costituito da un oleodotto interrato, da stazioni di pompaggio e da un deposito di stoccaggio. Poiché non è possibile ridurre la pericolosità sismica, la mitigazione del rischio deve necessariamente puntare a limitare le conseguenze dei terremoti mediante azioni atte alla riduzione della vulnerabilità e dell'esposizione, anche tramite un'adeguata pianificazione dell'uso del territorio, specialmente dal punto di vista dell'inquinamento ambientale. Per tale fine, l'utilizzo della tecnologia GIS rappresenta un fondamentale supporto informatico per la gestione e la rappresentazione del dato spaziale derivato dalle analisi probabilistiche di stima del rischio sismico.

Questo studio si propone di analizzare e sviluppare uno strumento che, per quanto riguarda le infrastrutture esistenti, permetta di valutare in anticipo i possibili danni causati da un evento sismico e permetta di programmare azioni di mitigazione in base alle priorità stabilite. Per quanto riguarda le nuove infrastrutture, l'obiettivo è quello di valutare la possibile interazione con i rischi naturali, al fine di individuare i migliori siti dove costruirle.

1.3 Stato dell'arte degli studi di rischio sismico

Negli ultimi vent'anni i grandi terremoti distruttivi sono avvenuti in zone altamente urbanizzate (Loma Prieta, CA 1989, Northridge, CA, 1994; Kobe, in Giappone 1995, Izmit, in Turchia e Chi-Chi, Taiwan, 1999), per questo motivo, sono stati intrapresi studi su larga scala, urbana e regionale, sulle stime dei danni attesi. Studi di questo tipo servono per progettare adeguate strategie di mitigazione dal rischio sismico e per scopi di gestione delle emergenze.

Negli Stati Uniti è stata creata una metodologia di valutazione del rischio per l'analisi delle potenziali perdite da inondazioni, uragani e terremoti denominato HAZUS (NIBS, 1999/2004), distribuito da FEMA. HAZUS lega la conoscenza sismologica e ingegneristica con la tecnologia GIS per produrre stime di danni prima o dopo che si verifichi il disastro. La metodologia di Fig. 1.1 ha una struttura a blocchi in cui si individuano i seguenti componenti principali:

- pericolosità sismica: scuotimento e deformazione permanente del terreno;
- raccolta e classificazione per quanto riguarda le tipologie di edifici e sistemi di “lifeline” che comprendono ponti, gallerie oleodotti gasdotti acquedotti elettrodotti;
- danno fisico diretto: edifici, infrastrutture essenziali (ospedali e scuole), sistemi di trasporto (autostrade, ferrovia), sistemi di trasporto energetico (acquedotto, elettrodotto, gasdotto);
- danno fisico indotto;
- perdite socio-economiche dirette: costi di riparazione, morti, feriti;
- perdite economiche indirette.

Ogni componente risulta essere un risultato parziale e deve essere calcolato secondo l'ordine descritto dallo schema concettuale. A seconda del risultato che si vuole raggiungere è possibile fermarsi ad uno dei sei livelli di studio, infatti la metodologia a blocchi permette di aggiungere livelli di approfondimento senza la necessità di rielaborare l'intero flusso di lavoro.

HAZUS include tutti gli elementi per la valutazione del rischio, le peculiarità di tale metodologia sono:

- l'applicabilità su differenti livelli che dipendono dagli interessi e dal livello dei dati disponibili. Le banche dati delle tipologie di strutture e infrastrutture possono essere aggiornate facilmente.
- Lo stato dell'arte dei modelli utilizzati per la stima del grado di danno atteso per ogni livello d'intensità sismica (PGA, PGV, etc.).

- utilizzo della tecnologia GIS permette di visualizzare i risultati e valutare diversi scenari e ipotesi.

Il metodo è riferito al contesto americano, pertanto per alcune tipologie di elementi a rischio (per esempio i ponti) non può essere utilizzato direttamente ma deve essere adattato con funzioni di danno specifiche per la realtà europea.

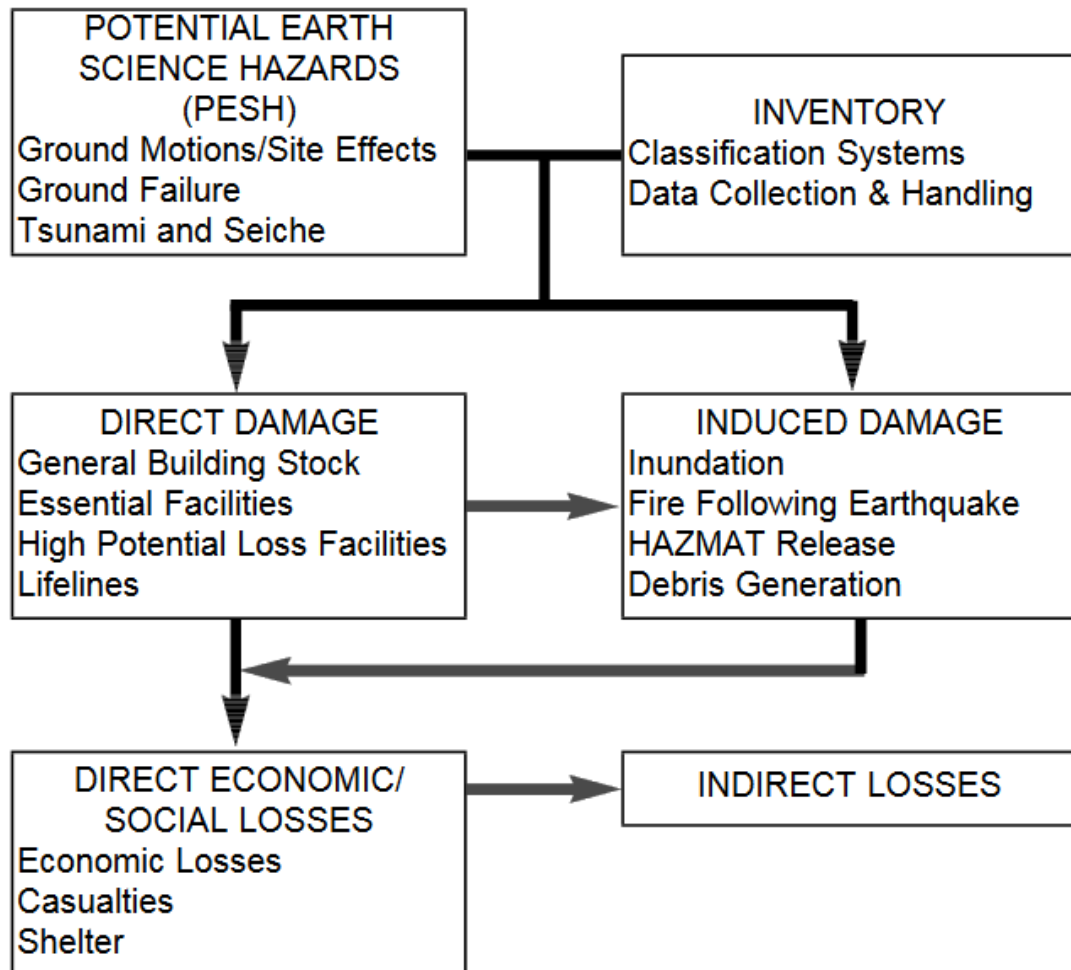


Fig. 1.1: Moduli che compongono la metodologia HAZUS (Risk Management Solutions, 1996).

In Europa è stato sviluppato il progetto Risk-UE, denominato “*An advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different European towns*” (Mouroux e Le Brun, 2006), realizzato tra il 2001 e il 2004 e finanziato dalla Commissione Europea, avendo come scopo la valutazione dell’impatto globale di uno o più terremoti nel contesto della realtà urbana. L’obiettivo principale di tale metodologia è stato quello di aumentare la percezione dei problemi legati al rischio sismico su scala urbana che permetterà, nei progetti futuri, l’implementazione di piani di azione per mitigare concretamente il rischio.

Anche tale procedura è costituita da moduli (Fig. 1.2) classificati come:

- WP01: raccolta e classificazione delle caratteristiche tipologiche degli elementi a rischio in ambito europeo (edifici, infrastrutture di trasporto e di pubblica utilità);
- WP02: valutazione della pericolosità sismica;
- WP03: analisi del sistema urbano;
- WP04: vulnerabilità sismica di edifici esistenti;
- WP05: vulnerabilità sismica di edifici e centri abitati storici;
- WP06: vulnerabilità sismica di infrastrutture e grandi opere;
- WP07: scenari di rischio sismico.

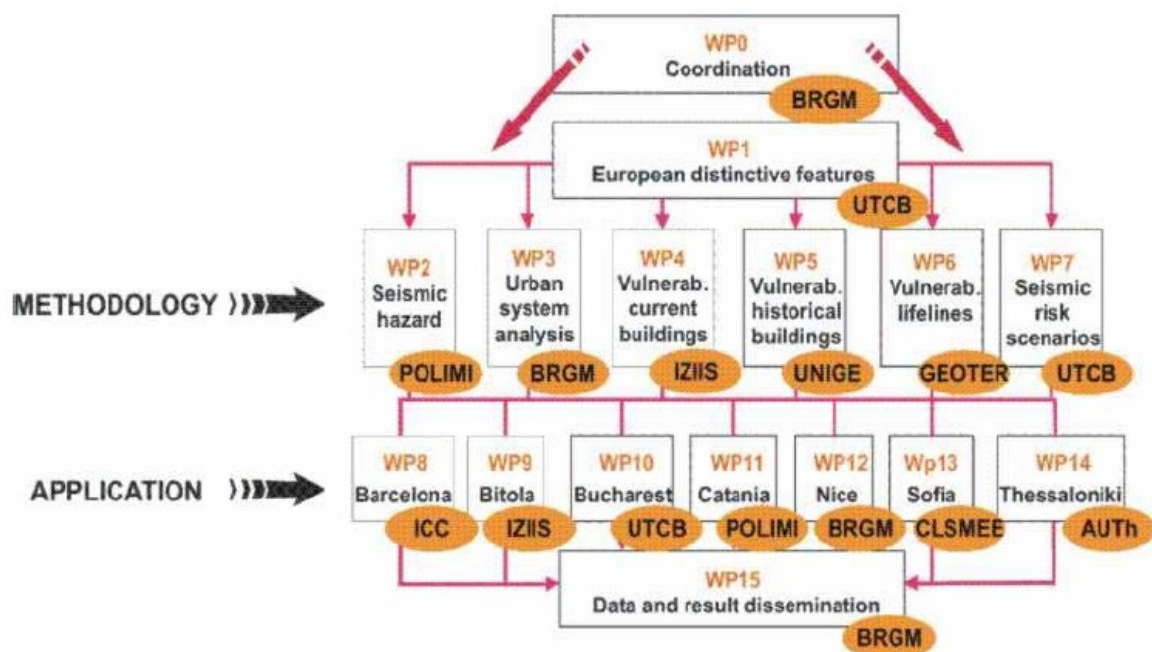


Fig. 1.2: Organizzazione del progetto RISK-UE.

Obiettivi di tale metodologia sono stati: la valutazione dei danni in termini umani, economici e sociali; creazione di un database per gestire eventuali emergenze e individuare le zone critiche su scala urbana.

É stata la prima metodologia sviluppata per il contesto europeo per la valutazione e mitigazione del rischio sismico alle “lifeline” (acquedotti, fognature, gasdotti, elettrodotti, strade, ponti) in cui sono state raccolte tutte le conoscenze disponibili di dati riguardanti i danneggiamenti di tali elementi (Pitilakis et al., 2006). Tale metodologia è stata applicata in sette città europee e la valutazione del rischio ha utilizzato la classificazione degli elementi a rischio facendo riferimento alla realtà europea sia per quanto riguarda la loro classificazione sia nell’analisi del potenziale danneggiamento in funzione dei livelli di intensità sismica.

Un altro importante progetto in ambito europeo è stato il progetto SYNER-G denominato “*Systemic Seismic Vulnerability and Risk Analysis for Buildings, Lifeline Networks and Infrastructures Safety Gain*” (Pitilakis et al., 2014): una ricerca europea sviluppata tra il 2009 e il 2012, in collaborazione tra 14 partecipanti raggruppati in un consorzio in rappresentanza di una varietà di organizzazioni che vanno dalle Università, alle istituzioni pubbliche e ai centri di ricerca. L’obiettivo del progetto si è concentrato sulla vulnerabilità sismica sistemica, l’analisi dei rischi di edifici, delle reti di trasporto e di utilità e delle strutture critiche. L’originalità del progetto consiste nell’approccio sistemico della valutazione della vulnerabilità e della stima del rischio di sistemi complessi che interagiscono tra loro.

Anche in questo caso il lavoro (Fig. 1.3) è stato suddiviso in moduli:

- WP01: coordinazione del progetto;
- WP02: sviluppo di metodologie per la valutazione sistemica della vulnerabilità per gli elementi a rischio inclusa l’interdipendenza tra di loro. Definizione delle tipologie degli elementi a rischio, scenario sismico, utilizzo del “*remote sensing*” per l’analisi di vulnerabilità sistemica;
- WP03: funzioni di fragilità degli elementi a rischio: edifici, acquedotti e fognature, oleodotti e gasdotti, infrastrutture di trasporto (autostrade, ponti);
- WP04: analisi della vulnerabilità e delle perdite socio-economiche;
- WP05: vulnerabilità sistemica specifica;
- WP06: studi di validazione per l’ambiente urbano di Salonicco (edifici, rete stradale, acquedotto, elettrodotto) analisi socio economica;
- WP07: creazione di un software web-GIS.

Obiettivi principali del progetto SYNER-G sono stati:

- elaborazione, nel contesto europeo, di appropriate analisi di vulnerabilità e di stime di perdite per tutti gli elementi a rischio;
- sviluppo di relazioni di vulnerabilità socio-economiche per quantificare l’impatto dei terremoti;
- sviluppo di una metodologia unificata e di strumenti per la valutazione della vulnerabilità sistemica per tutti i componenti esposti a rischio sismico, considerando le connessioni all’interno di un’unità di sistema e tra sistemi stessi;

- gli obiettivi del progetto sono stati rivolti alle esigenze delle amministrazioni pubbliche che sono i responsabili della gestione del rischio sismico, ma anche ai bisogni del settore delle costruzioni e delle assicurazioni.

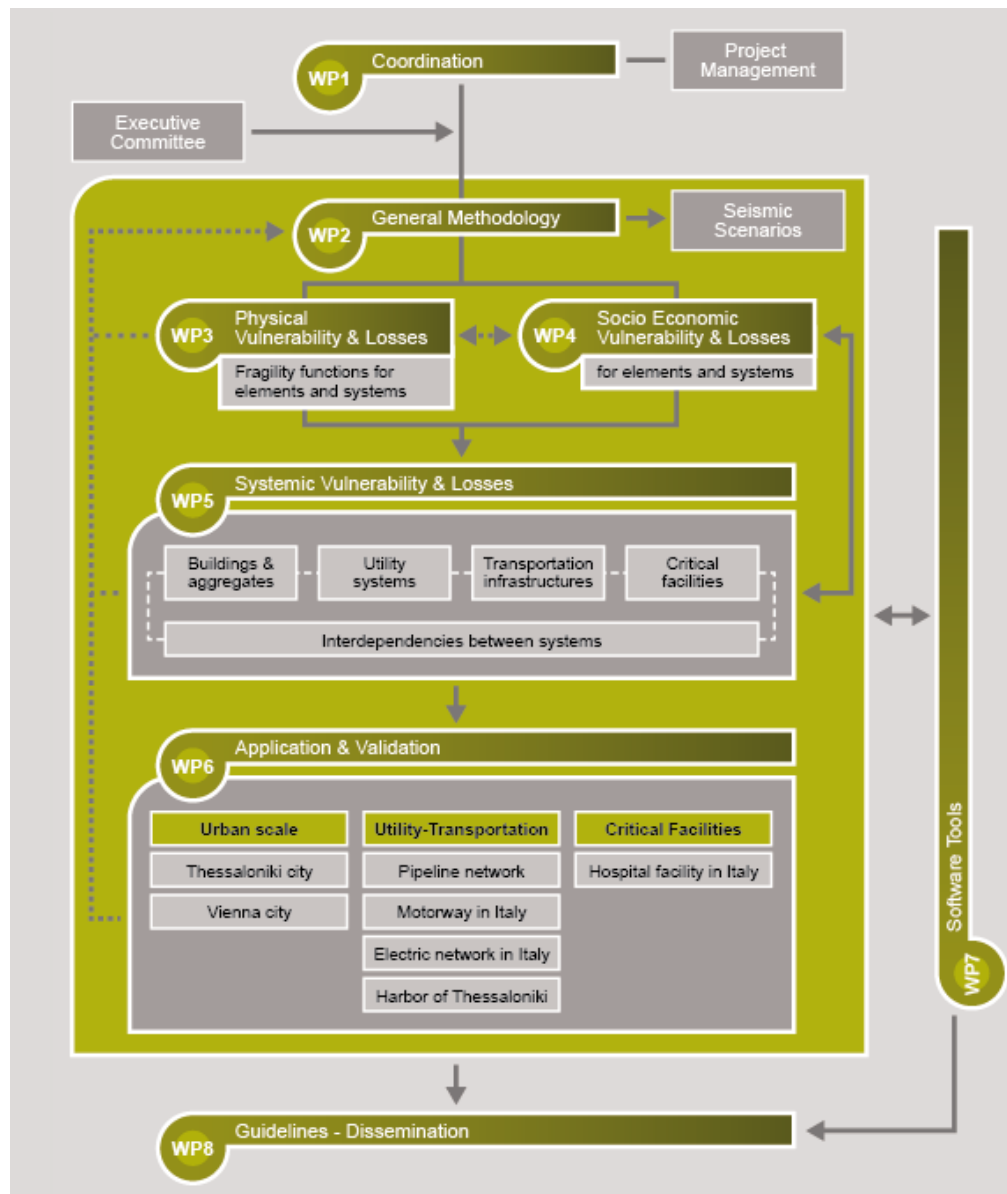


Fig. 1.3: Flusso di lavoro della metodologia SYNER-G.

Per quanto riguarda gli studi di rischio sismico in Italia sono da citare i due lavori di Di Pasquale et al. (2000 e 2005) in cui sono state valutate le perdite economiche dovute al danneggiamento di edifici civili a seguito di un evento sismico. Vanno ricordati inoltre le mappe di valutazione del rischio sismico di edifici per l'intero territorio nazionale prodotte da Lucantoni et al. (2001) e Bramerini e Di Pasquale (2008). A riguardo a quest'ultimo studio in Fig. 1.4 è rappresentato il risultato in termini di rischio sismico medio in 100 anni di

percentuale di abitazioni crollate per comune, sulla base dei dati del censimento ISTAT '91 (a) e ISTAT 2001 (b); queste mappe si basano su una pericolosità sismica in termini di PGA mentre i dati di vulnerabilità sismica sono derivati dallo studio di Lucantoni et al. (2001). Si osserva che l'utilizzo di dati di esposizione più aggiornati non hanno avuto un significativo effetto sulla distribuzione spaziale della percentuale di abitazioni crollate.

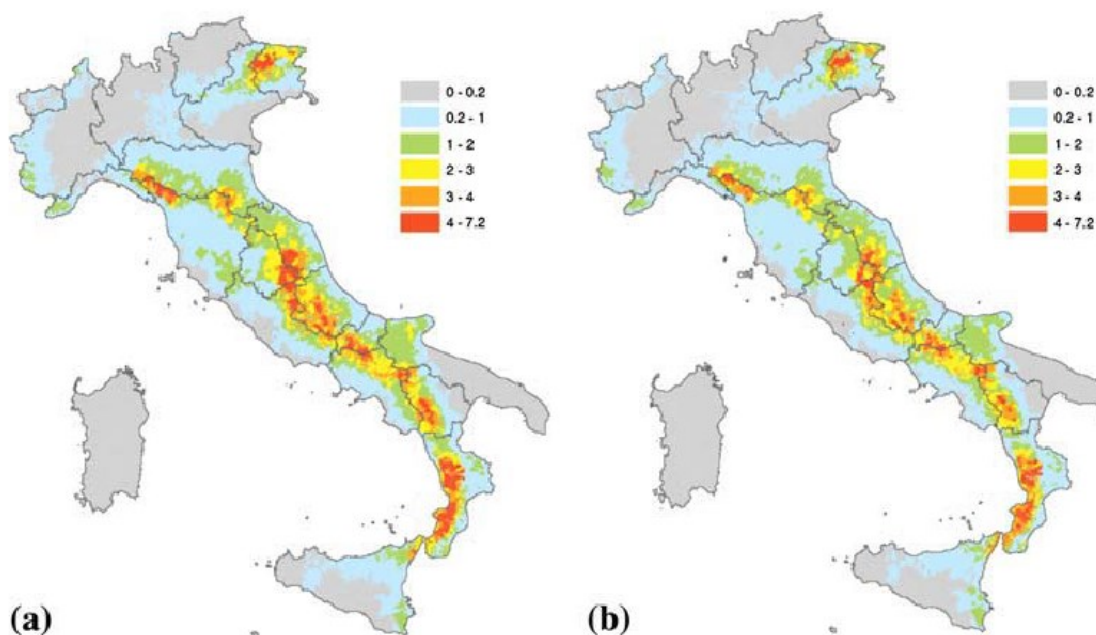


Fig. 1.4: Rischio sismico medio in 100 anni in termini di percentuale di abitazioni crollate per comune, sulla base dei dati del censimento ISTAT '91 (a) e ISTAT 2001 (b), derivato dallo studio di Bramerini e Di Pasquale (2008).

Nell'ambito della regione Friuli Venezia Giulia sono state sviluppate alcune analisi di rischio sismico per l'edilizia residenziale. Yang et al. (1989), hanno utilizzato le stime empiriche di vulnerabilità derivate dalle osservazioni di danneggiamento a seguito del terremoto de Friuli del 1976. La carta del rischio sismico prodotta da Carulli et al. (2003) ha fornito la distribuzione spaziale del danno atteso, riferito agli edifici in muratura, sull'intero territorio regionale. Un'altra analisi di rischio sismico applicata allo studio dei ponti autostradali del Friuli Venezia Giulia è stata eseguita da Codermatz et al. (2003) che hanno utilizzato la metodologia HAZUS (FEMA, 1999); in Fig. 1.5 sono rappresentati i risultati di probabilità di danno moderato ed esteso.

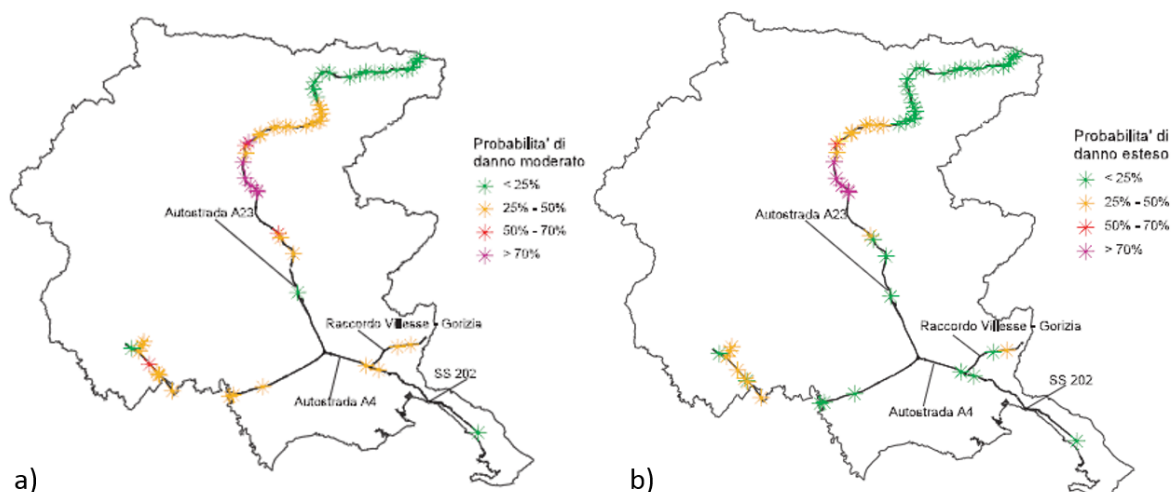


Fig. 1.5: Risultati di probabilità di danno moderato (a) ed esteso (b) dei ponti autostradali del Friuli Venezia Giulia (Codermatz et al., 2003).

Infine va ricordato un importante progetto di riduzione del rischio sismico per gli edifici scolastici in Friuli Venezia Giulia chiamato ASSESS denominato “*Analysis of Seismic Scenario of School Buildings*” (Grimaz et al., 2016). Tale metodologia ha identificato le possibili azioni per migliorare la sicurezza sismica degli edifici scolastici della regione, facendo anche una valutazione economica di tali azioni e inoltre hanno definito, attraverso specifici indicatori, le priorità d’intervento per la riduzione del rischio sismico (Fig. 1.6).

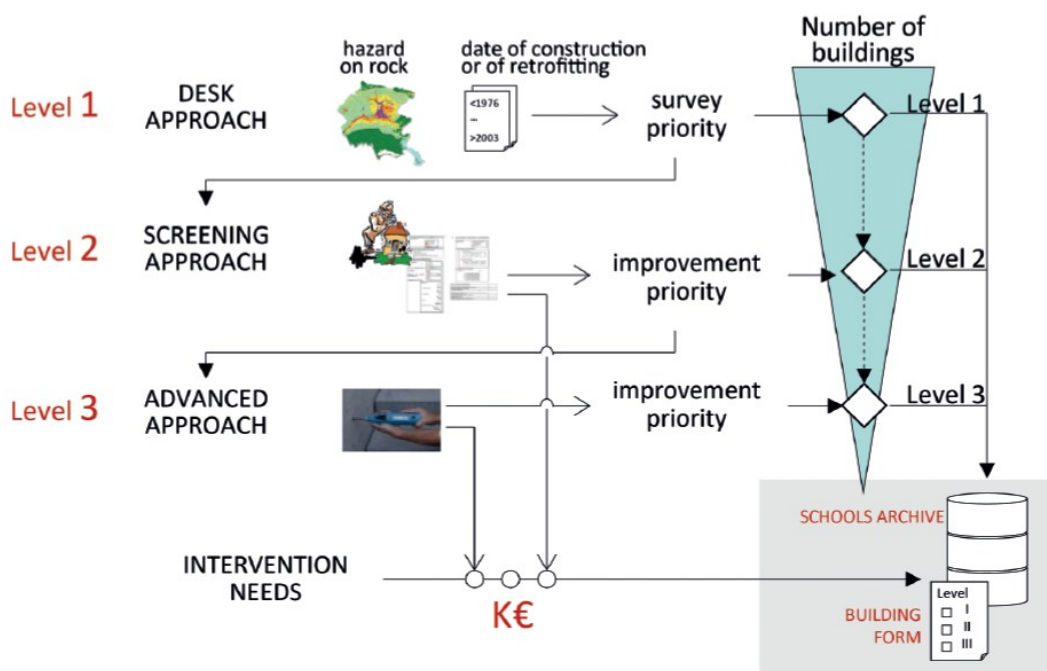


Fig. 1.6: Rappresentazione dei tre livelli di approfondimento del progetto ASSESS per valutare il rischio sismico degli edifici scolastici (Grimaz et al., 2016).

1.4 Caso studio del sistema dell'oleodotto TransAlpino (TAL)

In Fig. 1.7 è rappresentata la rete di trasporto di petrolio greggio in Europa; nell'immagine di dettaglio di sinistra è schematizzata la rete dell'Oleodotto Transalpino (TAL), che parte dal golfo di Trieste, attraversa il territorio regionale e, dopo aver valicato le Alpi, prosegue il suo percorso in Austria per raggiungere Ingolstadt in Germania da dove si snoda in due direzioni terminando ad ovest nei pressi di Karlsruhe e ad est con l'impianto di Neustadt.

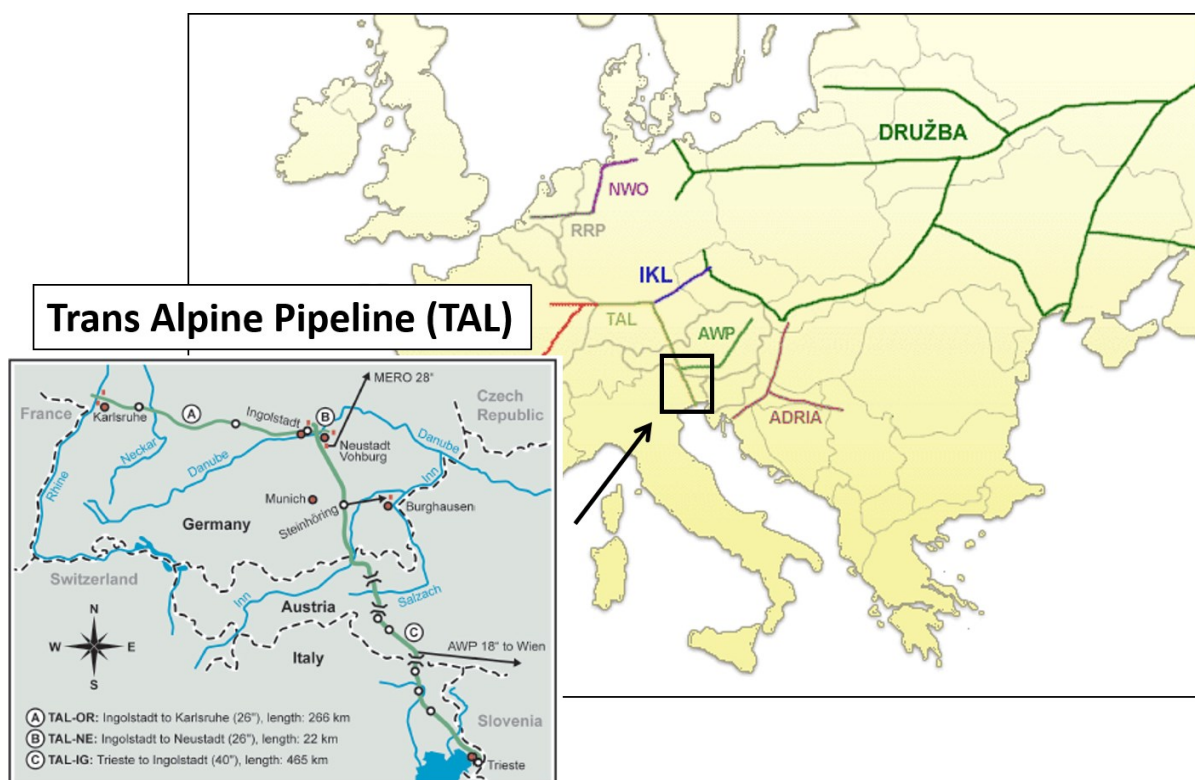


Fig. 1.7: Mappa della rete di trasporto greggio in Europa (a destra) e mappa di dettaglio della TAL (a sinistra).

In Fig. 1.8 è rappresentata in dettaglio l'infrastruttura oggetto dello studio costituita dal TAL e dalle altre strutture di supporto (serbatoi di stoccaggio, stazioni di pompaggio); la TAL inizia nel Golfo di Trieste con l'impianto marino di approdo delle navi costituito da 2 pontili e 4 ormeggi, in cui viene scaricato il petrolio greggio (con una media di 35 milioni di tonnellate di greggio scaricate ogni anno) e trasferito al Parco Serbatoi di Dolina attraverso quattro tubazioni interrato. Nel deposito di stoccaggio di San Dorligo ci sono 32 serbatoi con una capacità totale di 2 milioni di m³ in cui possono essere stoccate contemporaneamente diverse qualità di petrolio greggio e aventi diametro differenti da 40 m, 61.7 m e 78 m ed altezza 17

m. Da qui parte l'oleodotto interrato che attraversa l'intero territorio del Friuli Venezia Giulia e, dopo aver valicato le Alpi, prosegue il suo percorso in Austria per raggiungere Ingolstadt in Germania. Il fluido viene incanalato tramite pompe idrauliche poste all'interno di quattro stazioni di pompaggio, presenti sia all'imbocco del deposito di stoccaggio che distribuite lungo l'intera pipeline (stazioni di spinta). Queste stazioni sono in grado di fornire al fluido una velocità compresa tra 1 e 6 m/s e una pressione tra i 60 e i 100 bar permettendo di superare i dislivelli di quota lungo il percorso. Le stazioni di valvola hanno la funzione, invece, di segregare le varie porzioni di linea, in caso di guasto o manutenzione. L'oleodotto in territorio regionale ha una lunghezza di 146 km, un diametro di 1022 mm e una portata massima di 7500 m³/h. L'impianto oggetto dello studio tratta prodotti estremamente infiammabili.

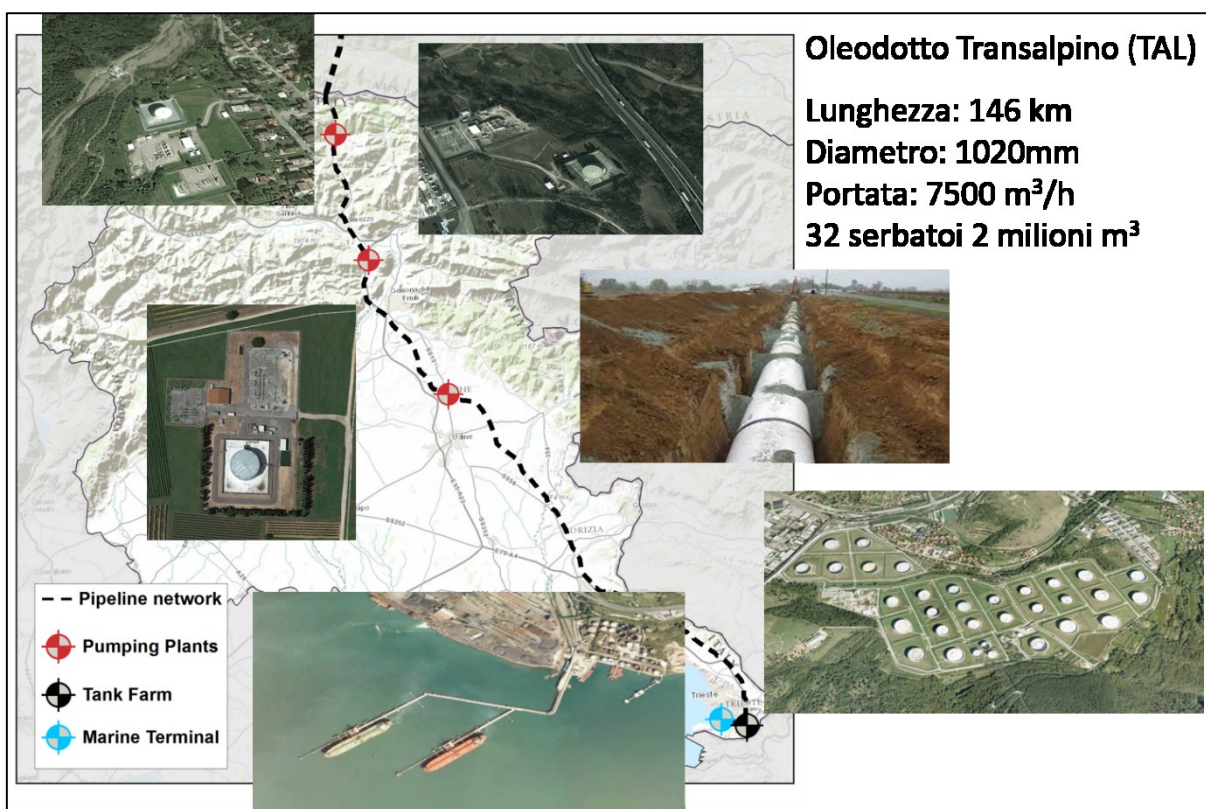


Fig. 1.8: Schema del sistema di trasporto energetico TAL in cui sono rappresentati gli elementi che la compongono: terminal marino di approdo delle navi, deposito serbatoi, oleodotto interrato e le stazioni di pompaggio.

L'analisi di rischio sismico per l'oleodotto della TAL richiede la convoluzione tra la pericolosità sismica, la vulnerabilità e l'esposizione; in questo caso è stata eseguita un'applicazione semplificata perché non è stato preso in considerazione il valore esposto.

Il primo passo consiste nell'analisi di pericolosità sismica. Gli effetti sismici legati al danneggiamento strutturale del sistema di trasporto energetico (tubazioni interrate, serbatoi,

stazione di pompaggio) si basano sull'esperienza maturata durante gli eventi passati e possono essere divisi in due macrocategorie:

- a) effetti causati dallo scuotimento transiente prodotto nel mezzo dal passaggio delle onde sismiche; si ottiene una deformazione transiente del terreno;
- b) effetti causati da fenomeni di rottura dovuti a eventi di fagliazione superficiale, liquefazione e frane; si ottengono deformazioni permanenti del terreno indotte da tali fenomeni.

Le deformazioni transienti verranno studiate tramite un'analisi di pericolosità sismica di tipo probabilistico (*"Probabilistic Seismic Hazard Assessment"* – PSHA) per stimare i valori di del picco orizzontale di accelerazione (PGA), velocità (PGV) al sito e dell'Intensità di Arias.

L'analisi delle deformazioni permanenti, che quantificherà gli spostamenti permanenti del terreno (PGD) per il caso di fagliazione superficiale, liquefazione e frana, viene studiato tramite l'utilizzo di uno scenario sismico e il metodo HAZUS (FEMA, 2003), descritto nel capitolo 5. In Fig. 1.9 è mostrato lo schema concettuale del flusso di lavoro per l'analisi di pericolosità sismica del sistema dell'oleodotto della TAL.

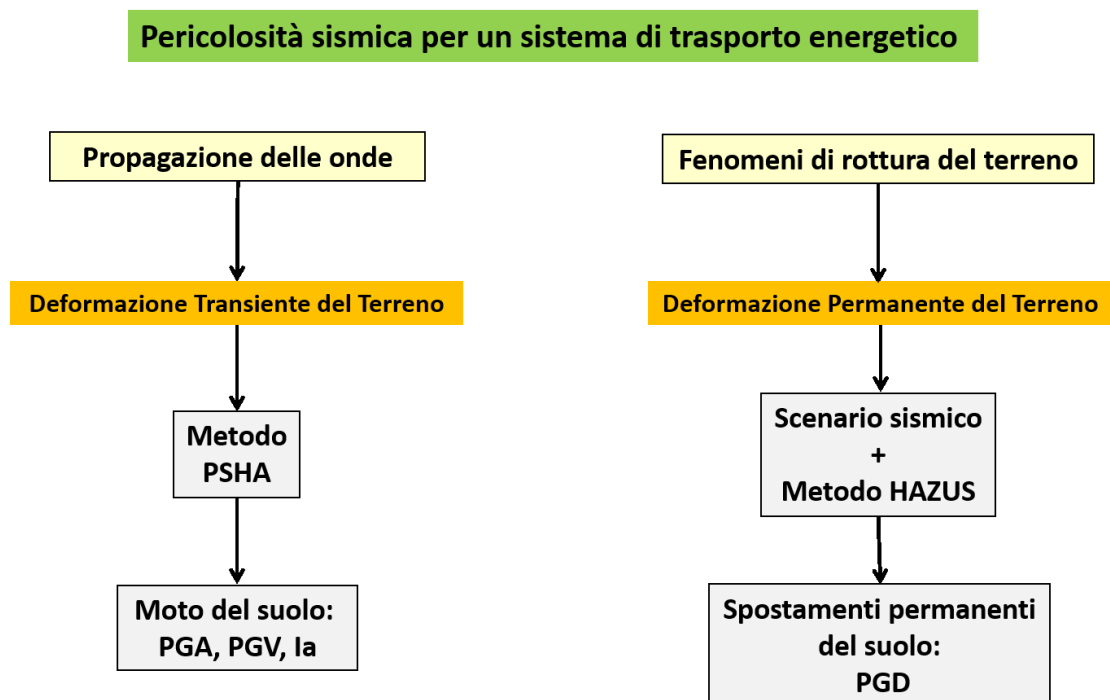


Fig. 1.9: Schema concettuale del flusso di lavoro per l'analisi di pericolosità sismica per un sistema di trasporto energetico.

Nella fase successiva, sviluppata nel capitolo 6, di analisi della vulnerabilità del sistema dell'oleodotto, viene valutata la scelta delle di curve di fragilità sulla base della classificazione dell'elemento considerato (tubazione continua, serbatoio, stazione di pompaggio) e in

considerazione agli obiettivi dello studio che sono, oltre la stima del danno fisico, anche alla stima delle perdite di sostanze tossiche dalla tubazione o dai serbatoi di stoccaggio di petrolio greggio.

Nell'ultima fase viene effettuata convoluzione per ciascun sito del percorso dell'oleodotto tra la curva di pericolosità sismica (che rappresenta la probabilità in 50 anni di superare certi livelli di scuotimento in termini di PGA e PGV nella loro componente orizzontale), , e le curve di fragilità (che rappresentano la probabilità dell'elemento a rischio di raggiungere o superare differenti stati di danneggiamento, dato il valore di scuotimento del terreno) si calcola così la probabilità di osservare danni e conseguenti perdite di contenuto di sostanze contaminanti nell'ambiente esterno. In Fig. 1.10 è rappresentato lo schema concettuale per l'analisi di stima del danno.

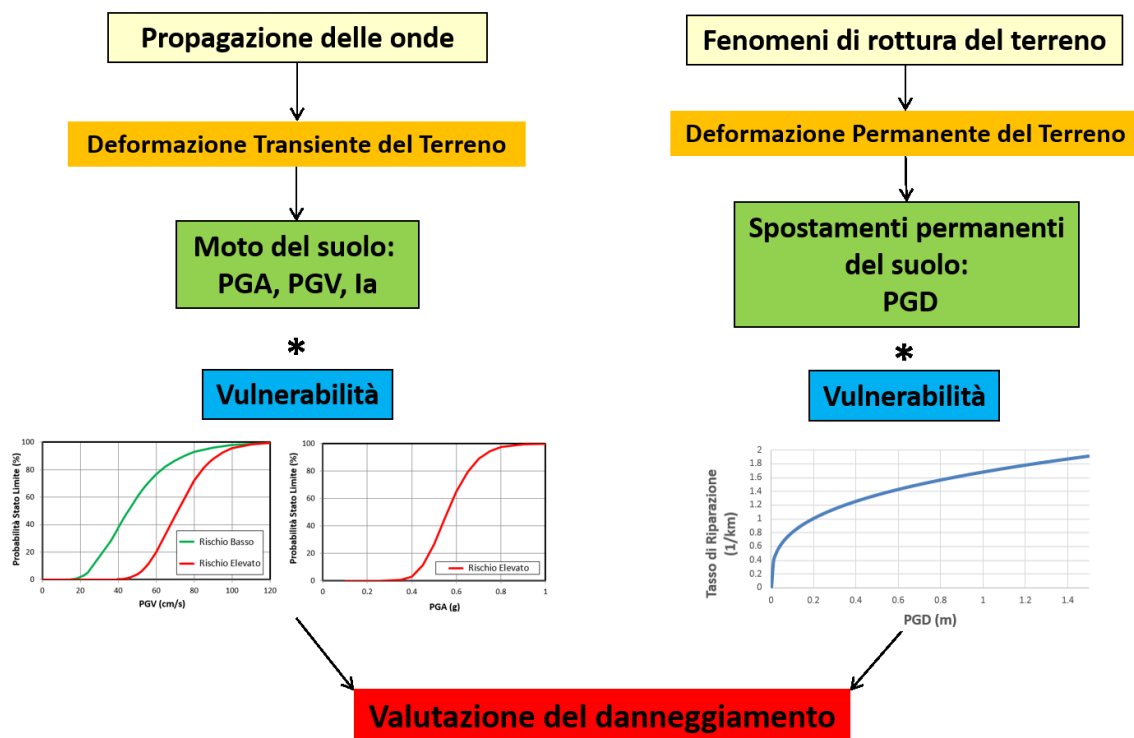


Fig. 1.10: Schema concettuale per l'analisi della stima del danno.

2 GIS come supporto all'analisi di rischio sismico

2.1 Definizione di un GIS e modello dati

In letteratura, ci sono molte definizioni per rappresentare un Sistema Informativo Geografico (GIS) e ci sono, inoltre, visioni contrastanti su ciò che sono i suoi componenti e funzionalità. Basandoci sul concetto di database, Smith et al. (1987), hanno definito un GIS come un sistema in cui la maggior parte dei dati sono spazialmente referenziati e gestiti tramite una serie di procedure che permettono di rispondere alle interrogazioni spaziali sugli oggetti del database; Aronoff S., (1989) invece, ha definito un GIS come un insieme di procedure manuali o computerizzate utilizzate per immagazzinare e gestire dati di tipo geografico. Burrough et al. (1998) definisce il GIS basandosi sull'aspetto della tecnologia come un potente insieme di strumenti per la raccolta, memorizzazione, consultazione, interrogazione e visualizzazione dei dati georiferiti, rappresentativi del mondo reale. Basandosi, invece, sugli aspetti organizzativi, Cowen (1988) ha definito un GIS come un sistema di supporto alle decisioni che coinvolge ed integra i dati spazialmente referenziati in un ambiente di *"problem solving"*. Infine, Demers (1999) integra e combina gli aspetti tecnologici e organizzativi di un GIS descrivendolo come un sistema costituito da un insieme di risorse umane, hardware, software, dati e procedure, progettato per acquisire, gestire, elaborare, analizzare e visualizzare i dati spazialmente referenziati, con lo scopo di risolvere problemi complessi di pianificazione e gestione spaziale.

Sulla base delle definizioni sopra descritte, risulta che i concetti fondamentali che stanno alla base dei GIS sono:

- **Oggetto:** qualsiasi elemento reale o fenomeno presente sulla superficie della Terra che può essere visualizzato, analizzato e interrogato in un GIS. Esempio di elementi reali sono gli edifici, le strade, le stazioni sismometriche mentre per quanto riguarda i fenomeni geografici sono qualcosa che variano nello spazio in maniera continua.
- **Georeferenziazione:** procedura attraverso la quale ad ogni oggetto vengono associate le coordinate spaziali secondo determinati sistemi di riferimento (Roma40-Gauss Boaga fuso est, ETRS2008-UTM33N etc.).

Ogni oggetto reale in ambiente GIS viene rappresentato attraverso un modello dati di tipo vettoriale in cui la geometria riproduce la sua forma, utilizzando tre primitive geometriche

vale a dire punti, linee e poligoni e le informazioni sono memorizzate attraverso una serie di coppie di coordinate. Inoltre la rappresentazione degli elementi vettoriali non avviene solo in termini spaziali cioè della loro posizione geografica ma anche in termini descrittivi, cioè viene associato ad ogni elemento geografico una tabella degli attributi che permette di realizzare diverse cartografie tematiche evidenziando le diverse informazioni presenti nell'archivio.

La rappresentazione dei fenomeni spaziali all'interno di un GIS avviene, invece, attraverso un modello a superfici continue (*raster*). Tale modello viene adottato ogni volta che si ha la necessità di rappresentare una variabile continua nello spazio (quota sopra il livello del mare, scuotimento del terreno in termini di picco di accelerazione, di velocità, etc.). Tale modello prevede l'utilizzo di una griglia costituita da celle (pixel), definite unità fondamentali di discretizzazione del territorio, le quali sono di solito quadrate e la loro dimensione definisce la loro risoluzione. Ad ognuna di esse viene associato un valore numerico che può rappresentare la variazione di una caratteristica fisica (temperatura, altitudine, etc.), inoltre ad ogni pixel viene associata una coppia di coordinate geografiche aventi un determinato sistema di riferimento geografico.

2.2 Progettazione e sviluppo di un Sistema Informativo Geografico (GIS)

I GIS, per diventare realmente utili richiedono la presenza di un sistema informatico che supporti un database per la gestione dell'informazione geografica. Pertanto, per poter utilizzare appieno le funzionalità della tecnologia GIS è stata predisposta la progettazione di un "*geodatabase*" per lo studio in esame (Bogliolo, 2012). Il geodatabase, a differenza di formati dati basati su file tipo *shapefile*, è un "modello dati" e può essere assimilato ad un contenitore che raccoglie oltre ai dati cartografici, anche le relazioni e le regole che li governano. All'interno di un geodatabase possono essere quindi memorizzati sia elementi cartografici, sia dati raster, sia tabelle (e relative relazioni), sia regole topologiche o regole sugli attributi. Ogni elemento geografico (oggetto spaziale) in un geodatabase contiene l'informazione sulla geometria (shape) e ad esso sono associate le informazioni alfanumeriche. Ad ogni geometria di uno shape è associato un sistema di riferimento definito da alcuni parametri, fra cui il tipo di proiezione e la rappresentazione cartografica.

Per progettare e pianificare lo sviluppo di un sistema complesso, come la realizzazione di un GIS a supporto dell'analisi di rischio sismico di un sistema di distribuzione di petrolio

greggio, è stato indispensabile suddividere tale attività attraverso un numero di fasi quali: 1) l'analisi dei dati necessari ed esistenti, 2) le pre-elaborazioni sui dati raccolti, 3) la progettazione dello "schema" del geodatabase, 4) la sua implementazione, 5) la sua gestione e manutenzione e 6) la realizzazione degli elaborati (allestimento cartografico). Il ciclo di sviluppo di un GIS è partito dall'analisi dei dati ed è terminato con l'allestimento cartografico dei risultati raggiunti. Tali fasi logicamente dovrebbero essere progressive, tale impostazione è solo in parte realistica in quanto alcune attività di processo sono avvenute contemporaneamente alle altre (Tab. 2.1).

Attività principali	Tempo di attività											
	1° anno				2° anno				3° anno			
Pianificazione e sviluppo di un GIS												
Analisi dati necessari ed esistenti												
Pre-Elaborazioni (georeferenziazioni)												
Progettazione del Geodatabase												
Funzioni di "Editing"												
Interrogazioni ed Analisi Spaziale												
Allestimento Cartografico												

Tab. 2.1: Implementazione del piano di attività per la pianificazione e sviluppo di un GIS.

2.2.1 Analisi dei dati necessari ed esistenti

In questa fase sono stati esaminati e, ove necessario, utilizzati tutti gli archivi presso i quali si è resa disponibile la documentazione (in formato cartaceo e digitale) degli elaborati cartografici di natura geologica, sismologica, geomorfologica, geologico-tecnica ed idrogeologica relativa al territorio dell'area di interesse. L'analisi dei dati necessari è consistita nel definire cosa doveva essere rappresentato nel database, quali funzioni doveva svolgere e quali rapporti dovevano esistere fra le entità presenti. Molta attenzione è stata riservata ai

dati che sono il cuore del sistema. Si è effettuata un'attenta analisi dei dati disponibili in modo da strutturare ciascun livello informativo al fine di soddisfare le esigenze del sistema. Sono stati importati i dati derivati dalle analisi di pericolosità sismica dovuti allo scuotimento del terreno stimati tramite il software CRISIS (Ordaz et al., 2015), mentre per la valutazione della deformazione permanente del terreno, i fenomeni di rottura del terreno considerati (fagliazione superficiale, liquefazione e frane) sono stati elaborati direttamente in ambiente GIS. Come cartografia di base sono state utilizzate la Carta Tecnica Regionale Numerica in formato vettoriale alla scala 1:5000 e la Carta Tecnica Regionale nel formato raster. Le informazioni, riguardanti l'area d'interesse raccolte sono state le seguenti: carta geologica, carta geomorfologica, carta litologica-tecnica, carta idrogeologica e altri tematismi elencati in Tab. 2.2 in cui è mostrato lo schema concettuale che sta alla base della progettazione del geodatabase.

TEMA	DATASET	SORGENTI DEI DATI
Cartografia di base	Confini amministrativi Carta Tecnica Regionale Numerica Open Street Map	Regione FVG Regione FVG WebMapService
Morfologia	Modello Digitale del Terreno (DTM) Carta della Rete idrografica	Regione FVG Ministro Ambiente
Geologia	Carta Geologica Carta delle Isofreatiche	Regione FVG Regione FVG
Elementi a rischio	Tubazione interrata Serbatoi Stazione di pompaggio	Georeferenziazione in ambiente GIS
Catalogo dei terremoti	Archivio storico Archivio strumentale	CPTI11 CSI ISIDe
Pericolosità sismica (moto del suolo)	Carta PGA Carta PGV Carta Intensità di Arias Carta Scenario sismico	Ottenute tramite software CRISIS e interpolate in GIS
Pericolosità sismica (fenomeni di rottura del suolo)	Fagliazione superficiale Liquefazione Frana	Ottenute tramite elaborazioni in GIS
Vulnerabilità sismica	Curve di fragilità elementi a rischio	ALA, 2001 Lanzano, 2013 Fabbroncino, 2005
Analisi di danno	Tubazione interrata Serbatoi Stazione di compressione	Ottenute tramite funzioni GIS

Tab. 2.2: Schema concettuale del geodatabase.

2.2.2 Pre-elaborazioni

Si è posta, preliminarmente, molta attenzione alla sovrapponibilità dei vari strati informativi (*layer*) ovvero è stato utilizzato un unico Sistema di Riferimento. Nella pianificazione del progetto GIS, la definizione del Sistema di Riferimento cartografico da adottare ha rappresentato il primo e obbligato passaggio teorico e tecnico. Uno degli attributi principali di un oggetto spaziale all'interno di un GIS è costituito dalle sue coordinate geografiche e, pertanto, le operazioni di georeferenziazione (insieme delle procedure consistenti nel posizionamento di un dato geografico in un determinato sistema di riferimento) dei dati ricoprono un ruolo fondamentale nella creazione di un geodatabase. Nell'ambito specifico dell'applicazione GIS, abbiamo utilizzato il Sistema di Riferimento ETRS2008 e in rappresentazione cartografica UTM33N (Universal Trasverse Mercator). Quando necessario è stata eseguita l'attività di georeferenziazione e/o di conversione delle coordinate, che ha permesso di ottenere la sovrapponibilità dei vari strati informativi raccolti.

Oltre alla fase di georeferenziazione, la fase di pre-elaborazione ha previsto diverse attività di controllo e trattamento dei dati. Alcuni oggetti spaziali che sono stati inseriti preliminarmente nel geodatabase hanno formati e strutture differenti dal modello concettuale che abbiamo predefinito, perché provenienti da banche dati già esistenti; si è reso, pertanto, necessario convertire in alcuni casi il formato dei dati (da raster a vettoriale) in ingresso, per renderli compatibili con la nostra applicazione GIS e il nostro geodatabase. In tal caso, abbiamo utilizzato la primitiva geometrica poligono per esempio per descrivere le aree di affioramento delle unità geologiche, geomorfologiche e la zonazione sismotettoniche per le analisi di pericolosità sismica; la primitiva geometrica lineare è stata utilizzata per descrivere gli elementi tettonico-strutturali (faglie) oppure le carte isofratiche ed infine abbiamo utilizzato la primitiva geometrica puntuale per rappresentare gli archivi sismologici derivati dai cataloghi sia storici che strumentali (vedi Tab. 2.3). Mentre nell'analisi della deformazione permanente del terreno e nell'analisi del danno al sistema dell'oleodotto è stato utilizzato il modello dati raster che meglio si adatta a rappresentare fenomeni continui nello spazio.

TEMA	DATASET	Rappresentazione dati
Cartografia di base	Confini amministrativi Carta Tecnica Regionale Numerica Open Street Map	Vettoriale Vettoriale/Raster Raster
Morfologia	Modello Digitale del Terreno (DTM) Carta della Rete idrografica	Raster Vettoriale
Geologia	Carta Geologica Carta delle Isofreatiche	Vettoriale Vettoriale
Pericolosità sismica (moto del suolo)	Carta PGA Carta PGV Carta Intensità di Arias Carta Scenario sismico	Raster Raster Raster Raster
Pericolosità sismica (fenomeni di rottura del suolo)	Fagliazione superficiale Liquefazione Frana	Vettoriale Raster Raster
Elementi a rischio	Tubazione interrata Serbatoi Stazione di pompaggio	Vettoriale Vettoriale Vettoriale
Vulnerabilità sismica	Curve di fragilità elementi a rischio	Tabellare
Analisi di danno	Tubazione interrata Serbatoi Stazione di compressione	Raster Raster Raster

Tab. 2.3: Rappresentazione del modello dati associati ai vari temi.

2.2.3 Progettazione del Geodatabase

All'analisi dei dati esistenti e le relative pre-elaborazioni (georeferenziazione, trasformazione dei formati) ha fatto seguito la progettazione del geodatabase implementato tramite il software ArcGis 10.0. In tale strumento sono stati archiviati i vari strati informativi che compongono i vari tematismi utilizzati per le analisi di valutazione del rischio per un sistema di trasporto energetico. In questa attività sono state descritte, per ogni elaborato cartografico, le tabelle che dovranno essere predisposte, gli attributi contenuti in tali tabelle, gli indici e le relazioni tra le tabelle. Oltre agli elementi alfanumerici sono stati realizzati gli elementi spaziali (feature class) che sono stati poi archiviati nel geodatabase e relazionati a sua volta con gli oggetti descrittivi ed utilizzati per le attività di analisi spaziale.

Tale attività è stata trasversale a tutte le altre nel senso che è avvenuta contemporaneamente alle altre fasi di sviluppo di un GIS come evidenziato anche dalla Tab. 2.1 in cui è schematizzato l'implementazione del Piano di Attività dello studio.

2.2.4 Funzioni di “editing”

Successivamente a tale fase di acquisizione, georeferenziazione e conversione dei formati, sono state necessarie alcune modifiche spaziali e alfanumeriche corrette tramite opportune modifiche che vengono effettuate tramite “*funzioni di editing*” tipiche delle applicazioni GIS quali ad esempio la digitalizzazione di nuovi elementi geografici oppure la loro eliminazione, la modifica spaziale, il calcolo di aree e perimetro, etc.

2.2.5 Interrogazioni ed analisi spaziali

Una peculiarità dei Sistemi Informativi in generale è la possibilità di interrogare la banca dati tramite apposito linguaggio SQL (*Structured Query Language*) che permette il recupero dei dati attraverso delle interrogazioni definite *query*. Applicando tale tecnica ad un piano informativo GIS otterremo la selezione di un certo numero di record nella tabella degli attributi e contemporaneamente anche gli elementi geografici associati a tali record. Una volta effettuata la *query*, sarà quindi possibile vedere quanti e quali record saranno stati selezionati nella tabella ed i corrispondenti elementi nello spazio geografico.

Il GIS oltre ad avere la capacità di creare, visualizzare ed interrogare database geografici, ha la funzione di analisi spaziale (*spatial analyst*) che permette di elaborare i dati e crearne di nuovi, attraverso funzioni analitiche basate sulle relazioni spaziali esistenti tra gli elementi geografici sia vettoriali che raster. Questi processi di elaborazione generano nuova informazione a partire da dati esistenti.

Il geoprocessing vettoriale ha come finalità principale quella di analizzare ed estrarre nuove informazioni esplicitando relazioni già presenti nella base di dati, spesso difficili da percepire attraverso la semplice osservazioni del dato. Tali relazioni potranno essere utilizzate durante il processo decisionale, una fase che rappresenta l’obiettivo dei GIS. Operazioni tipiche di geoprocessing fondamentali per l’analisi spaziale comprende operazioni quali la sovrapposizione tra strati informativi con funzioni di “*overlay*”, per esempio rientrano in tale ambito le funzioni di “*clip*” che permette di estrarre da un oggetto geografico un’area più piccola e meglio definita ereditando la struttura di database del dato di input oppure l’operazione di “*intersect*” il cui risultato sarà la restituzione di una zona spaziale comune ai due layer di input; altri esempi di operazioni di geoprocessing sono le analisi di prossimità tramite funzioni di “*buffer*” che nell’ambito delle analisi territoriale sono molto diffuse che permettono di ottenere la generazione di aree di influenza intorno ad oggetti geografici

puntuali lineari o poligonali restituendo un nuovo layer poligonale sulla base dei parametri inseriti.

Il geoprocessing raster permette, invece, di realizzare calcoli e operazioni matematiche anche complesse su strutture matriciali consentendo elaborazioni spaziali non attuabili o molto complesse tramite il modello dati vettoriale. La semplicità e la regolarità della struttura raster, favorisce maggiori affidabilità e velocità di calcolo rispetto a quelle tipicamente irregolari dei dati vettoriali. Dovendo rappresentare fenomeni che variano in modo continuo nello spazio come la pericolosità sismica dovuta sia allo scuotimento del terreno che alla valutazione derivata dai fenomeni di rottura (liquefazione e frana) i dati raster sono sicuramente quelli più adatti a rappresentarli ed elaborarli. Per effettuare analisi di tipo quantitativo partendo dai dati raster abbiamo utilizzato lo strumento “*Map algebra*” (Tomlin, 1990) in cui vengono definite tutte le operazioni algebriche che coinvolgono dati raster di input e restituiscono in output nuovi livelli geografici sempre in formato raster. Le operazioni di Map algebra combinano operatori e funzioni che agiscono sui valori delle celle dei raster e rappresentano, di fatto, il corrispondente delle operazioni di geoprocessing vettoriale. Tale operazioni sono state ampiamente eseguite nel capitolo 5 riguardante l’analisi della deformazione permanente del terreno indotta da fagliazione superficiale, liquefazione e frane.

2.2.6 Allestimento cartografico

Gli elaborati conclusivi, derivanti dall’attività precedente di analisi spaziale, sono stati anche prodotti oltre che su supporto informatico, anche in versione cartacea. È stata quindi impostata una procedura, sempre in ambito GIS, di generazione degli elaborati cartografici in cui oltre alla carta tematica, sono stati creati gli elementi a corredo quali la scala di riferimento, il sistema di riferimento utilizzato, l’indicazione del nord, le legende dei simboli e colori utilizzati, il titolo della carta, le tabelle, le sezioni e altri elementi che hanno migliorato la comprensione della carta tematica.

3 Comportamento sismico degli elementi a rischio

Un sistema di trasporto di petrolio greggio tipicamente consiste nella tubazione interrata usata per il trasporto del petrolio greggio, un deposito di stoccaggio costituito da serbatoi e dalle stazioni di pompaggio che servono a mantenere il flusso del petrolio greggio nella condotta e a superare i dislivelli di quota lungo il percorso.

3.1 Tipologia delle tubazioni interrate

Dal punto di vista dei parametri strutturali le tubazioni interrate sono classificate sulla base di questi parametri:

- tipo di materiale (acciaio, plastica, cemento e ghisa);
- tipo di giunti (saldati, meccanici, speciali);
- diametro della tubazione (dai 5 a 140 cm).

Dal punto di vista del fluido trasportato le tubazioni interrate sono classificate in:

- oleodotti: trasporto di idrocarburi allo stato liquido;
- gasdotti: trasporto fluidi allo stato gassoso e liquido;
- acquedotti: trasporto di acqua.

Sulla base di queste caratteristiche strutturali, geometriche e operative le condotte sono state suddivise in due categorie al fine di comprendere meglio il loro comportamento sismico sulla base delle osservazione dei danni a seguito di terremoti (vedi Tab. 3.1):

Tubazione interrata	Materiale	Giunto	Fluido trasportato	Tipo di danno
Continua	Acciaio, materiale plastico	Saldati, giunti meccanici	Fluidi pericolosi: Petrolio greggio Gas naturale e artificiale	Rotture per trazione deformazione per instabilità
Segmentata	Calcestruzzo, PVC, ghisa	Giunti a bicchiere, a flangia	Acqua, rifiuti liquidi	Sfilamento Rottura condotta flessioni

Tab. 3.1: Schema delle caratteristiche strutturali delle tubazioni interrate e le tipologie di danno correlate.

Le condotte continue (Fig. 3.1) sono generalmente di acciaio o di materiale plastico e utilizzate per il trasporto di gas e petrolio greggio; i giunti sono generalmente saldati e le tipologie di danno sono generalmente causate da tensione o compressione che provocano deformazioni lungo la tubazione e deformazioni da instabilità (*buckling*) lungo la tubazione (Fig. 3.2).



Fig. 3.1: Tubazione interrata continua in acciaio con giunti saldati per il trasporto di petrolio greggio.



Fig. 3.2: Deformazione per instabilità (*buckling*) in una condotta continua d'acciaio.

Le condotte segmentate (Fig. 3.3) sono generalmente di calcestruzzo, PVC, ghisa e utilizzate per il trasporto di acqua e rifiuti liquidi; i giunti sono progettati per assecondare il movimento differenziale tra i due tronchi della tubazione il danno è generalmente localizzato in questo punto, le deformazioni per trazione e compressione possono causare, rispettivamente, lo sfilamento (Fig. 3.4) o lo schiacciamento dei giunti, inoltre possono avvenire rotture lungo il corpo della tubazione. Un' analisi di rottura di una condotta idrica (di ghisa sferoidale) a seguito dell'evento del 26 maggio 1991 a Potenza è stato sviluppato da Dolce et al. (1999); secondo tale studio la rottura è avvenuta a causa delle deformazioni del

terreno dovute allo scuotimento che, trasferite per attrito sulla condotta, hanno determinato l'insorgenza di sforzi di contatto ghisa-ghisa superiori alla resistenza del materiale.



Fig. 3.3: Tubazione interrata segmenta in cemento con giunti a bicchiere per il trasporto di rifiuti liquidi.



Fig. 3.4: Rottura per sfilamento del giunto flangiata in una condotta per acqua.

I danni prodotti sulle condotte possono essere dovuti a due fattori:

- propagazione sismica che provoca deformazioni transienti del terreno;
- spostamenti permanenti del suolo che provocano deformazioni permanenti del terreno.

Le deformazioni transienti causate dalla propagazione delle onde S si verificano su aree molto vaste e fortemente influenzate dall'amplificazione del terreno, ma generano con minore frequenza danni alle condotte.

Le deformazioni permanenti del terreno causate da fenomeni come la liquefazione, movimenti gravitativi o fagliazione superficiale si verificano in aree isolate, sito specifiche, che danno tassi di danno molto più alti rispetto alle deformazioni transienti con un ordine di grandezza di 3-4 volte superiore (O'Rourke, 1999). A seconda dell'orientazione dell'oleodotto rispetto la zona di deformazione permanente del terreno abbiamo due tipologie di deformazioni: longitudinali o trasversali. La deformazione permanente longitudinale avviene quando il movimento del suolo è parallelo all'asse della condotta. Sotto tale deformazione il principale danneggiamento di una condotta continua sono dovute a instabilità locali nella zona di trazione e compressione (Fig. 3.5).

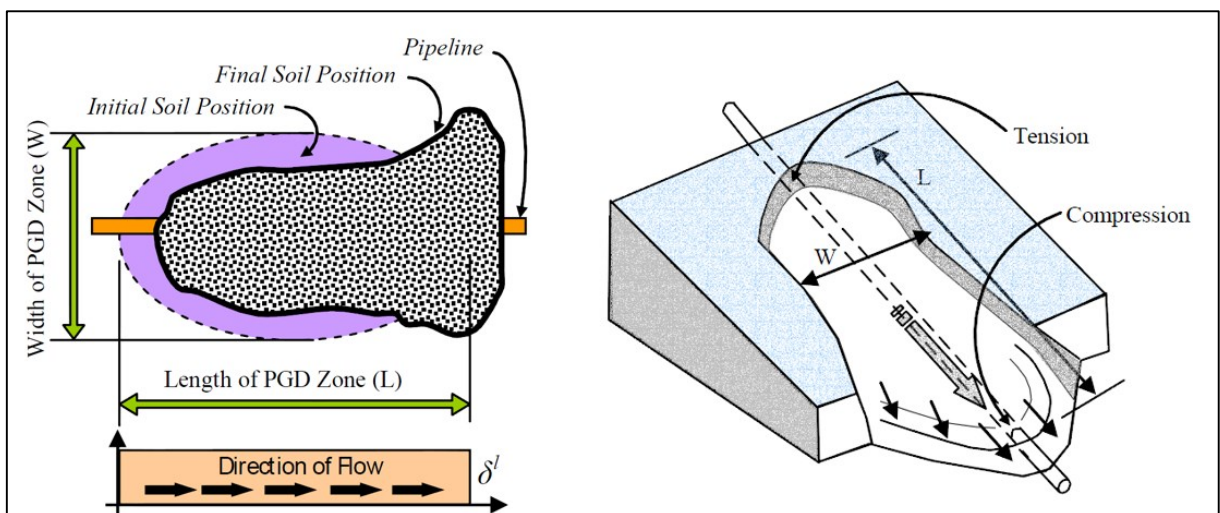


Fig. 3.5: Risposta della condotta continua alla deformazione permanente longitudinale del terreno. La deformazione da trazione della condotta avviene all'inizio mentre la deformazione per compressione avviene nella posizione finale della zona di deformazione permanente del terreno.

La deformazione permanente trasversale è riferita al caso in cui il movimento del terreno è perpendicolare all'asse della condotta. Sotto tale deformazione la condotta è soggetta a una deformazione per flessione (bending) che può causarne la rottura.

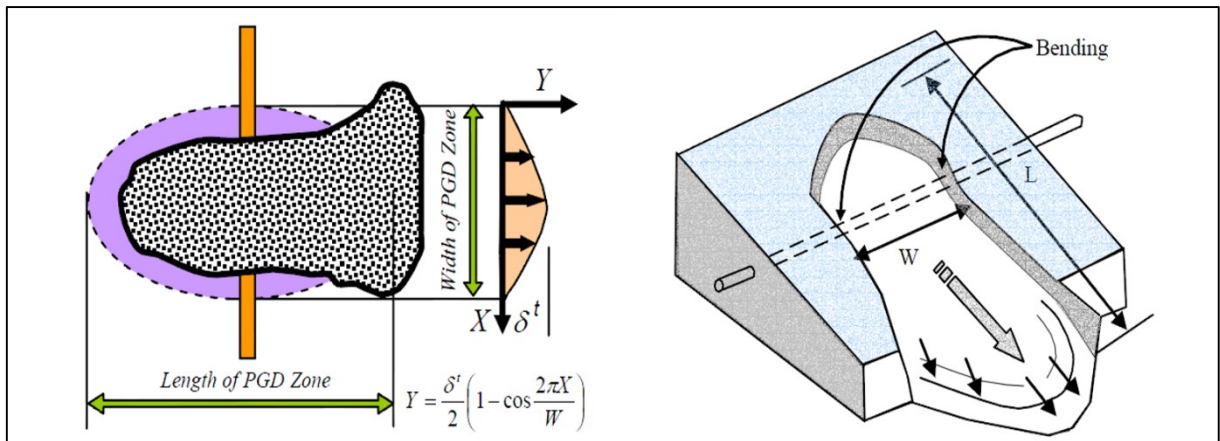


Fig. 3.6: Risposta della condotta continua alla deformazione permanente trasversale del terreno.

Dall'analisi del comportamento sismico delle tubazioni interrate, pur essendo molto complessa, Braga et al. (1999) sono riusciti ad individuare una stretta correlazione tra le tipologie in uso, il relativo materiale (ghisa, acciaio, cemento, materiale plastico), il diametro, il tipo di giunzione e il tipo di terreno attraversato dalla tubazione.

In conclusione nel caso di una progettazione di una condotta interrata è fondamentale considerare entrambi gli aspetti sia di scuotimento che di rottura diretta del terreno al fine di evitare significativi perdite economiche e di inquinamento ambientale.

3.2 Serbatoio

Dal punto di vista dei parametri strutturali e operativi i serbatoi sono classificati sulla base di questi parametri:

- materiale (acciaio, cemento armato);
- fluido contenuto (oli minerali, acqua, ossigeno);
- tipologia del tetto (galleggiante, fisso);
- forma del serbatoio (cilindrica, sferica);
- tipologia della fondazione (ancorato, non ancorato);
- spessore delle pareti del serbatoio (mantello da 5 a 20 mm per quelli in acciaio);
- diametro (D) del serbatoio;
- altezza (H) del serbatoio;
- rapporto H/D;
- livello del liquido (h);

- rapporto h/H ;
- tipo di pressione (a pressione atmosferica, in pressione).

Il collasso o il danneggiamento causato dall'azione sismica può comportare la perdita del contenuto innescando possibili incendi ed esplosioni. Il comportamento sismico dei serbatoi petroliferi in acciaio è basato sulle osservazioni dei danni verificatisi a causa dei terremoti passati che hanno permesso di classificare i danni derivati dall'azione sismica e tale procedura è semplificata dal fatto che i serbatoi in acciaio sono standardizzati in tutto il mondo e differiscono soltanto per le dimensioni e alcuni dettagli costruttivi.

Le parti maggiormente a rischio di danno in un serbatoio sono le giunzioni: mantello-tetto, mantello-piastra di base e mantello-tubi. Tra le tipologie di danno il più comune è l'instabilità del mantello derivato dalle oscillazioni del liquido che urta le pareti del serbatoio di spessore sottile ed è caratterizzato dalla tipica forma a piede di elefante (*elephant foot buckling*, Fig. 3.7). Per quanto riguarda le interazioni mantello-piastra di fondazione, i serbatoi semplicemente poggiati a terra sono sensibili a cedimenti del terreno o a fenomeni di liquefazione, mentre quelli appoggiati su una platea di cemento armato possono ruotare e sollevarsi, provocando la rottura dei pannelli flottanti e la fuoriuscita di liquido; a causa di elevate accelerazioni dovute a forti terremoti, nei grossi serbatoi la piastra di base si può sollevare con un fenomeno noto come *uplifting*. Altro fenomeno molto importante è quello dovuto alle oscillazioni della parte superiore del liquido, detta massa convettiva, che si muove indipendentemente all'interno del serbatoio mostrando fenomeni di sbattimento (*sloshing*), infatti, comunemente, si osserva che tutti i serbatoi danneggiati sono pieni o quasi pieni (percentuale di riempimento tra il 90 ed il 100% o comunque superiore al 50%). Oltre al livello di riempimento altro parametro fondamentale, per prevedere il comportamento sismico dei serbatoi, è il rapporto altezza/diametro del serbatoio. Infatti nei serbatoi grandi se il rapporto diametro/altezza serbatoio è maggiore di 2 è difficile osservare casi di instabilità al mantello anche se questo non esclude gli altri tipi di danno causati dall'interazione tetto-mantello e mantello-piastra di base. Un altro elemento strutturale molto delicato è il tetto; infatti e sempre sulla base di dati osservazionali i danni al tetto sono più frequenti rispetto ai danni al mantello. Per i tetti conici auto-portanti, il danno più frequente è il collasso della saldatura di giunzione col mantello mentre i tetti flottanti possono subire la rotazione del pannello con conseguente instabilità. Molto frequente è il danneggiamento delle guarnizioni di bordo dei

pannelli flottanti che può provocare la fuoriuscita di contenuto durante le oscillazioni provocate dal sisma.



Fig. 3.7: Esempio tipico d'instabilità del mantello (*elephant foot buckling*).

3.3 Stazione di pompaggio

Le stazioni di pompaggio svolgono un ruolo fondamentale nel movimento del greggio attraverso il sistema di oleodotto. In generale, le stazioni di pompaggio contengono una o più unità di pompaggio guidate elettricamente e sono strategicamente situate per aumentare la pressione interna della tubazione e permettere il flusso entro i limiti di funzionamento. Le stazioni di pompaggio hanno lo scopo quindi di muovere il petrolio greggio lungo la tubazione dell'oleodotto fino alla stazione successiva o alla destinazione finale degli impianti di raffinaria. In genere, le pompe delle stazioni sono situate ad intervalli di 40-100 km di distanza; però, la loro esatta posizione è determinata da una varietà di fattori, tra cui la progettazione, il terreno, la disponibilità di energia. Tipicamente le stazioni di pompaggio comprendono i gruppi di pompa (tipicamente tra le 2 e le 5 unità) azionate da motori elettrici, la sottostazione elettrica, nonché edifici ausiliari e di supporto in cui sono alloggiati i quadri elettrici di controllo e di misurazione. Le stazioni possono essere fuori terra oppure interrate; in Fig. 3.8 è mostrata una delle 4 stazione di pompaggio dell'oleodotto TAL oggetto dello studio. La stazione di pompaggio sarà servita da linee ad alta tensione elettrica, alla capacità massima di pompaggio ogni unità di pompa può consumare fino a 15 megawatt di energia elettrica al giorno;

trasformatori elettrici sono posti all'interno della sottostazione elettrica in modo da assicurare la tensione in ingresso a livello adeguato per i motori delle unità di pompa. Inoltre all'interno della stazione di pompaggio può esserci un serbatoio che può essere utilizzato per stoccare il greggio in caso di manutenzione oppure in caso di emergenza (Fig. 3.8B) nel caso che un evento sismico danneggi l'oleodotto.

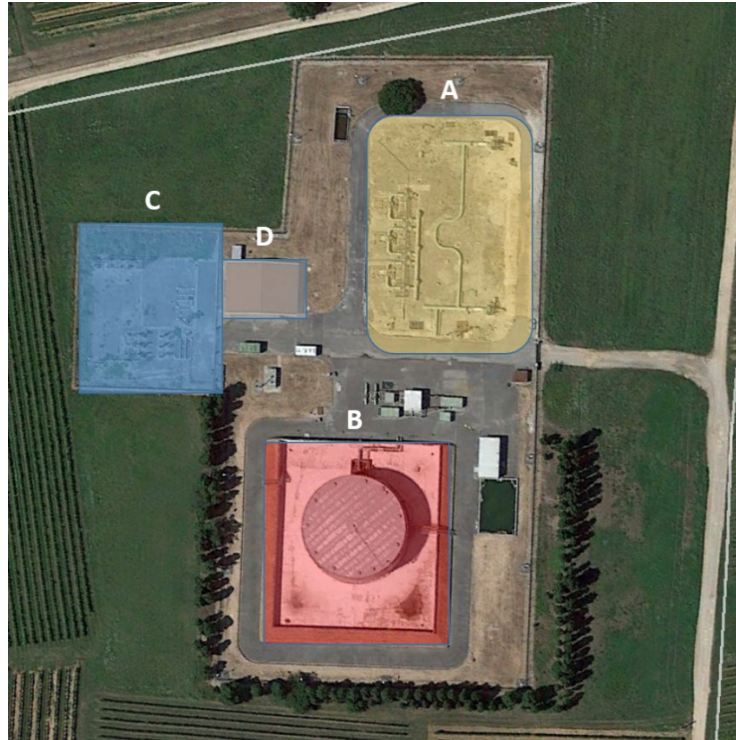


Fig. 3.8: Stazione di pompaggio con evidenziate le 4 unità principali: A=unità pompe elettriche, B= serbatoio di sicurezza, C=sottostazione elettrica, D=edificio di controllo.

4 Analisi della deformazione transiente del terreno

Le deformazioni transienti vengono studiate tramite un'analisi di pericolosità sismica di tipo probabilistico ("probabilistic seismic hazard assesment" – PSHA) per stimare i valori di scuotimenti previsti al sito del picco orizzontale di accelerazione (PGA), di velocità (PGV) e dell'Intensità di Arias.

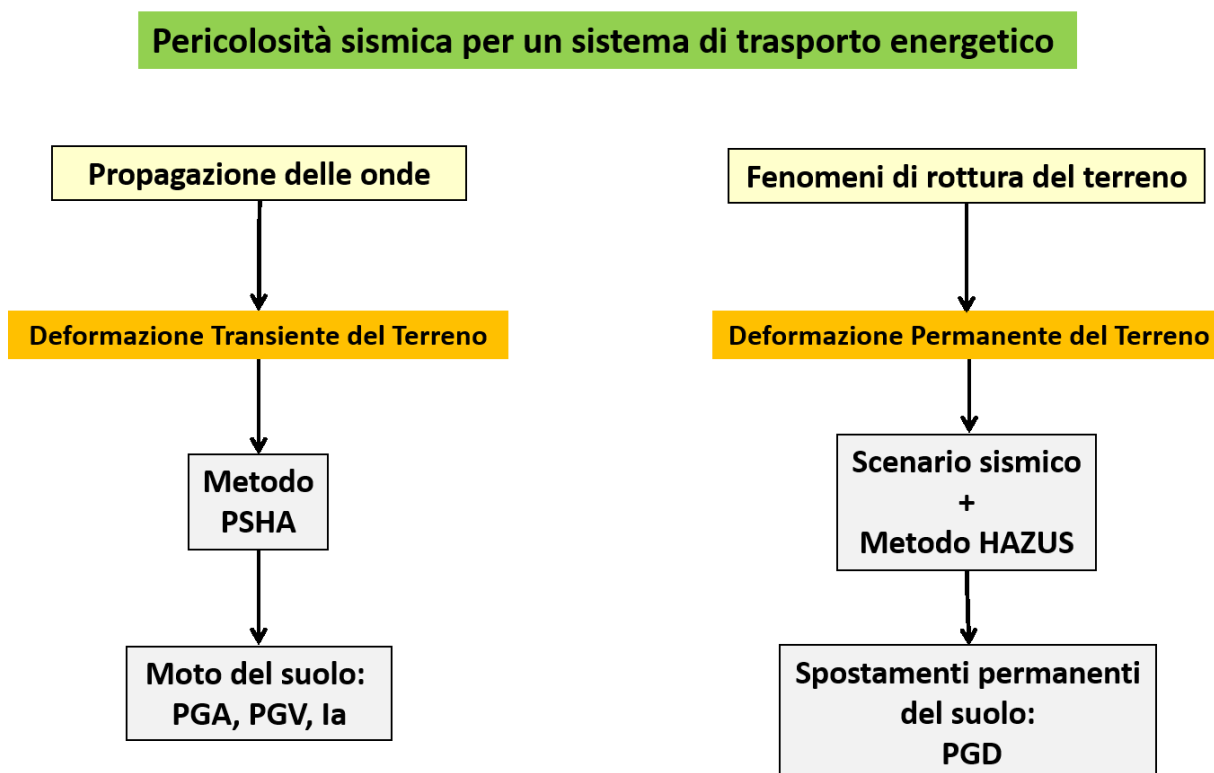


Fig. 4.1: Schema concettuale del flusso di lavoro per l'analisi di pericolosità sismica per un sistema di trasporto energetico.

4.1 Analisi probabilistica di pericolosità sismica (PSHA)

Un'analisi probabilistica di pericolosità sismica fornisce una stima della frequenza con cui certi livelli di scuotimento vengono superati al sito in esame. Il calcolo si basa sull'integrazione dei contributi forniti dai terremoti di ogni possibile magnitudo provenienti da tutte le possibili sorgenti sismiche. È stato applicato l'approccio sismotettonico per lo studio di pericolosità sismica proposto originariamente da Cornell (1968) utilizzando il software CRISIS 2015 (Ordaz et al., 2015). L'approccio di Cornell è basato su due ipotesi di lavoro:

1. gli intervalli di occorrenza dei terremoti hanno una distribuzione esponenziale (gli eventi seguono, cioè, un processo di Poisson, senza perciò alcuna memoria del tempo, dimensione e ubicazione degli eventi precedenti);
2. la magnitudo è esponenzialmente distribuita (relazione di Gutenberg – Richter: GR).

La sismicità, inoltre, è considerata uniformemente distribuita all'interno delle sorgenti sismiche. Il metodo di Cornell (1968) necessita dei seguenti dati di input: geometria delle sorgenti sismiche, modello di sismicità (in termini di numero medio di terremoti per intervallo di magnitudo e massima magnitudo) e modello di attenuazione del moto del suolo.

La formulazione matematica del calcolo della pericolosità sismica in termini probabilistici coinvolge la combinazione d'incertezze riguardo alla dimensione dei terremoti, la loro localizzazione e l'attenuazione del moto del suolo. La stima del tasso annuale λ di superamento di un certo livello di scuotimento "a" al sito, viene calcolata sulla base della relazione di Cornell (1968), tramite la seguente equazione:

$$\lambda [A > a] = \sum_{i=1}^{N_{sorg}} N(M_{min}) \iint P[A > a|m, r] f_M(m) f_R(r) d_m d_r$$

Eq. 4.1

dove N_{sorg} è il numero di sorgenti sismiche, $N(M_{min})$ è il tasso medio annuale di terremoti con magnitudo uguale o maggiore di M_{min} , $P[A > a|m, r]$ è la probabilità che un particolare parametro "A" di scuotimento (PGA, PGV etc.) superi un certo valore di scuotimento "a" condizionata dal verificarsi di un terremoto di una certa magnitudo "m" ad una certa distanza "r"; f_M è la funzione di densità di probabilità della magnitudo mentre la f_R è la funzione di densità di probabilità delle distanze sito-sorgente.

L'Eq. 4.1 rappresenta la frequenza di superamento di un certo livello di scuotimento annuale; al fine di riferire la pericolosità sismica a diversi intervalli temporali è necessario introdurre un modello di occorrenza dei terremoti nel tempo. Generalmente si considera la sismicità come un fenomeno casuale nel tempo: senza alcuna relazione, dunque, per gli intertempi fra i vari terremoti. L'assunzione di occorrenze casuali permette di utilizzare dei semplici modelli probabilistici, come quello di Poisson, anche se non consistente con la teoria del rilascio elastico. Il modello di Poisson è quello più utilizzato nella pericolosità sismica e permette di calcolare la probabilità di eventi che seguono un processo stocastico di Poisson.

Per un processo di Poisson, la probabilità di osservare almeno un superamento al sito di un livello fissato di scuotimento “a” in un periodo di tempo di “t” anni è data da:

$$P[A > a | M = m, R = r] = 1 - e^{-\lambda t}$$

Eq. 4.2

dove “λ” è il tasso medio annuale di eccedenza di uno specifico livello di scuotimento (PGA, PGV) calcolato con l’Eq. 4.1.

In Fig. 4.2 è rappresentato lo schema concettuale utilizzato nel presente lavoro per l’analisi di pericolosità sismica che rispetto a quanto già utilizzato per la regione Friuli Venezia Giulia (Slejko et al., 2011) e si compone di: due zonazioni sismogeniche [FRI: Slejko et al. (2008) e DISS (DISS Working Group, 2010)], un solo approccio per la definizione del modello sismicità (Slejko et al., 1998), un metodo statistico per il calcolo della magnitudo massima (Kijko and Graham, 1998) e la relazione di attenuazione (GMPE) di Bindi et al. (2011) per il calcolo del picco di accelerazione orizzontale (PGA) e del picco di velocità (PGV). È stata stimata la pericolosità sismica in termini di PGA e PGV per un periodo di ritorno (Tr) di 475 anni, standard di riferimento per la progettazione sismica di edifici di civile abitazione, e per il Tr di 1950 anni, corrispondente allo Stato Limite di Collasso per un’opera strategica. Vista l’importanza dell’opera, si è voluto anche verificare l’utilizzo del Tr di 2475 anni. I calcoli sono stati ripetuti per le tre tipologie di terreno roccioso, rigido e soffice sulla base dei parametri della relazione di attenuazione stimata da Bindi et al. (2011).

I parametri di sismicità utilizzati per il calcolo della pericolosità sismica dal codice CRISIS (Ordaz et al., 2015) sono i valori a e b della relazione Gutenberg - Richter (GR) e la magnitudo massima (Mmax). I tassi individuali di sismicità utilizzati per il calcolo dei parametri della relazione GR sono stati stimati seguendo l’approccio “higher not highest” (HNH) già applicato per le mappe di pericolosità sismica del territorio italiano (Slejko et al., 1998) e tiene conto della completezza del catalogo dei terremoti. Le regressioni lineari sono state eseguite con il metodo di massima verosimiglianza (Weichert, 1980). La relazione così ottenuta è stata considerata valida nell’intervallo di magnitudo tra 3 e la magnitudo massima. Per valutare la magnitudo massima è stata utilizzata la stima su base statistica per la zonazione FRI secondo la relazione di Kijko and Graham (1998) mentre per la zonazione DISS e le “faglie silenti” abbiamo utilizzato considerazioni tettoniche (Wells e Coppersmith, 1994).

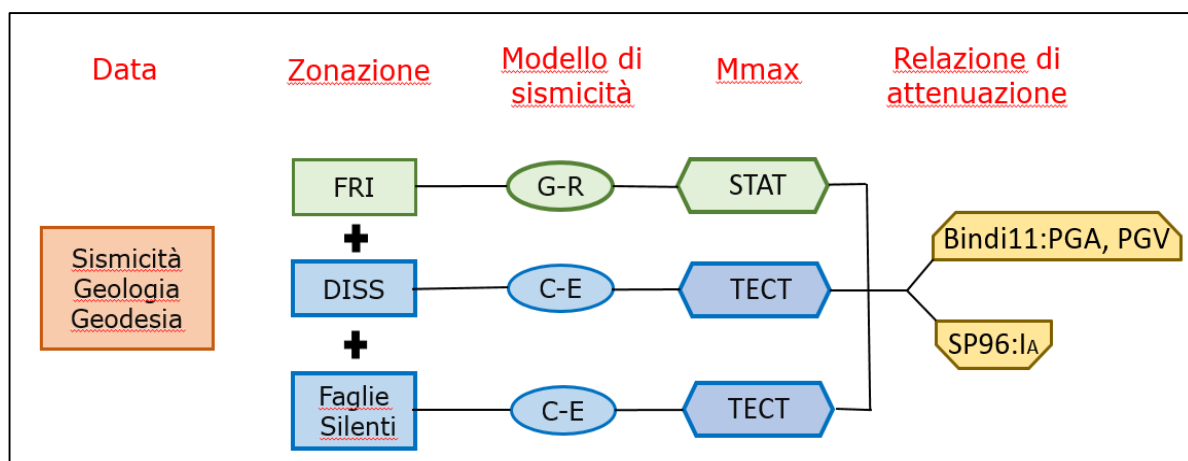


Fig. 4.2: Schema concettuale per l’analisi della pericolosità sismica, composto da: zonazione FRI, DISS e dalle “faglie silenti”; due modelli di sismicità (Gutenberg-Richter G-R e terremoto caratteristico); la magnitudo massima calcolata secondo Kijko and Graham, 1998 (STAT) e da considerazioni tettoniche secondo Wells e Coppersmith, 1994 (TECT); utilizzata la relazione di attenuazioni di Bindi et al., (2011) per la stima della PGA e PGV mentre per la stima dell’Intensità di Arias è stata utilizzata la relazione di attenuazione di Sabetta e Pugliese (1996).

4.1.1 Catalogo terremoti

La base di ogni analisi di pericolosità sismica è costituita dal catalogo dei terremoti relativo alla zona studiata. Maggiori sono le informazioni acquisite sui terremoti del passato, migliori e più stabili saranno le stime di pericolosità sismica calcolate. Nella preparazione del catalogo di terremoti per lo studio in esame si è pensato ovviamente a un insieme di dati più avanzato e più omogeneo possibile, costruito a partire dai dati disponibili (vedi Tab. 4.1):

Tipo catalogo	Nome	Copertura temporale
Storico	CPTI11	1005-2006
Strumentale	CSI (INGV)	1981-2001
Strumentale	ISide (INGV)	2002-2013

Tab. 4.1: Cataloghi dei terremoti utilizzati.

4.1.1.1 Catalogo parte storica

Per quanto riguarda la parte storica del catalogo dei terremoti è stato adottato il Catalogo Parametrico dei Terremoti italiani versione CPTI11 (Rovida et al., 2011). Il catalogo CPTI11 costituisce la parte portante della base di dati sulla quale sono stati eseguiti i calcoli di pericolosità sismica. Il CPTI11 (Rovida et al. 2011) rappresenta un’evoluzione rispetto la versione precedente del 2004 e si riferisce a un database macrosismico DBM11 (Locati et al., 2011). In questa base di dati sono memorizzati, per ogni evento sismico, in un unico record le

informazioni essenziali riguardanti la data (anno, mese, giorno, ora), localizzazione (latitudine, longitudine) e la magnitudo momento (M_w). In Fig. 4.3 è rappresentata la distribuzione dei terremoti del catalogo CPTI11 per l'area oggetto di studio.

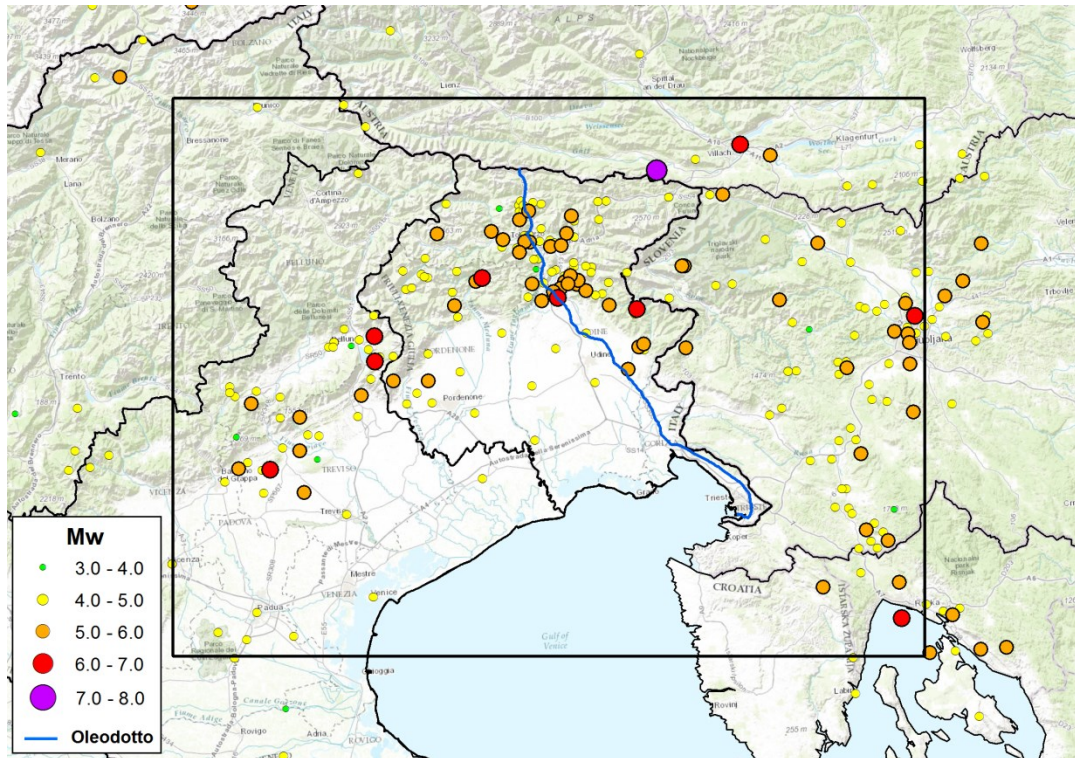


Fig. 4.3: Distribuzione dei terremoti secondo il catalogo CPTI11.

4.1.1.2 Catalogo parte strumentale

Il catalogo CPTI11 è stato completato ed integrato con i dati di localizzazioni epicentrali dei database CSI e ISIDe entrambi di provenienza INGV. In CPTI11 la magnitudo è espressa in M_w mentre è riportata M_l sia per il catalogo CSI che per ISIDe ed è stata adottata la relazione di conversione tra M_l e M_w di Gasperini (2004):

$$M_w = 0.812M_l + 1.145$$

Eq. 4.3

La soglia di magnitudo momento M_w è stata posta uguale a 3. La finestra geografica (rettangolo nero della Fig. 4.4) adottata per la costruzione del catalogo è la seguente: 46.84 N-46.73 N e 11.54 E-1448 E.

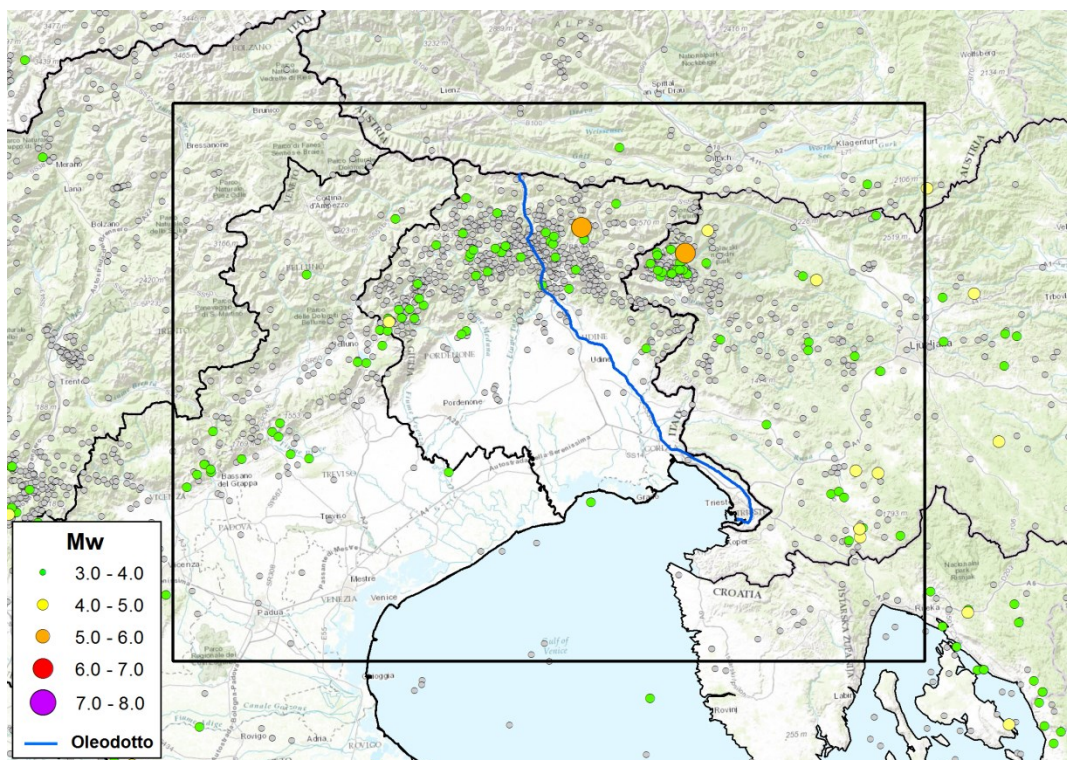


Fig. 4.4: Distribuzione dei terremoti secondo il catalogo ISDe e CSI. in grigio sono anche visualizzati i record di ISDe con magnitudo minore di 3 ma non utilizzati nel presente studio.

4.1.1.3 Operazioni preliminari e di “declustering”

La prima operazione è stata quella di effettuare una fusione tra i tre cataloghi. Questa operazione viene eseguita importando in un unico file i dati dei tre cataloghi, abbiamo così ottenuto 3068 record (vedi Tab. 4.2). Successivamente questi sono stati filtrati imponendo un limite inferiore per la magnitudo uguale a 3 ed abbiamo ottenuto 1064 eventi. I record poi sono stati esaminati individualmente ed è stata effettuata, in presenza di doppio record, una marcatura dei record scelti o preferibili, infine sono stati eliminati i record che risultavano doppi dando preferenza al catalogo CPTI_11 ed ottenendo così 1045 eventi.

Per alimentare un calcolo di pericolosità sismica di tipo probabilistico è indispensabile che il catalogo di terremoti contenga solamente eventi principali. L’operazione deputata a questo aspetto è definita “*declustering*” e mira a ripulire il catalogo da tutti gli eventi definiti “*repliche*” o “*aftershocks*”. Il procedimento si basa sulla definizione di una finestra spazio/tempo, variabile in funzione della magnitudo del terremoto principale, e la rimozione dei terremoti più piccoli che seguono il terremoto principale all’interno di questa finestra. Sono stati effettuati vari test di declustering e si è scelto di adottare la procedura ed i parametri standard definiti da Gardner and Knopoff (1974). La procedura di declustering è

stata effettuata sull'intero catalogo, parte storica e parte strumentale. Ricordiamo che sia la versione rilasciata del catalogo CPTI11 sia i cataloghi strumentali utilizzati nello studio contengono terremoti principali e repliche. Il catalogo così ottenuto, contenente solo eventi principali per la zona studiata, è costituito da 772 eventi (vedi Fig. 4.5).

Tot. record di partenza	3068
Tot. record di partenza con $M_w > 3$	1064
N.° record dopo eliminazione record doppi	1045
N.° record dopo operazione di decluster	772

Tab. 4.2: Elaborazioni preliminari sui cataloghi e relativo numero di eventi rimasti.

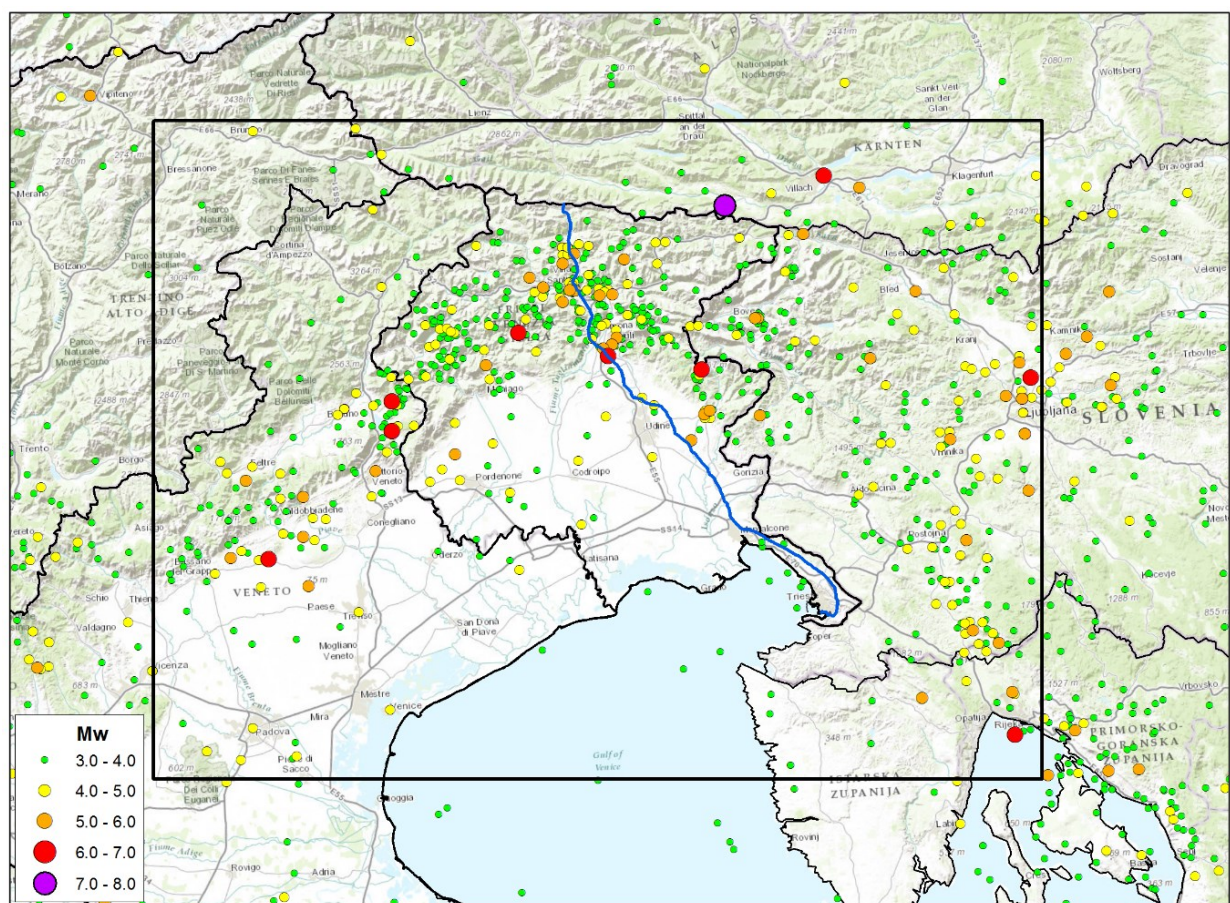


Fig. 4.5: Catalogo finale dei tre database utilizzati (storico e strumentali) dopo l'operazione di eliminazione delle "repliche".

La distribuzione temporale, per vari periodi di tempo, del catalogo adottato per lo studio è riportata in Fig. 4.6. Da questi grafici si può vedere come i terremoti con magnitudo maggiore di 6 siano presenti fin da periodi molto antichi. L'informazione relativa ai terremoti con magnitudo da 4 a 5 sembra essere continua dalla seconda metà del XVIII secolo. I terremoti

più piccoli ed acquisiti dalle moderne reti sismologiche sembrano fornire un'informazione continua dall'inizio degli anni '80 del secolo scorso. Pertanto il calcolo del numero di terremoti per le varie classi di magnitudo non è banale, in quanto bisogna scegliere un intervallo temporale nel quale non manchino terremoti: un periodo, cioè, completo. Tipicamente accade che per i terremoti forti vengono ritenuti completi dei periodi lunghi, mentre per i terremoti più piccoli sono ritenuti completi soltanto dei periodi recenti e abbastanza brevi. L'effetto è quello di utilizzare soltanto delle parti del catalogo e vengono ignorate altre, quelle più antiche, perché ritenute non complete e quindi non rappresentative della sismicità reale.

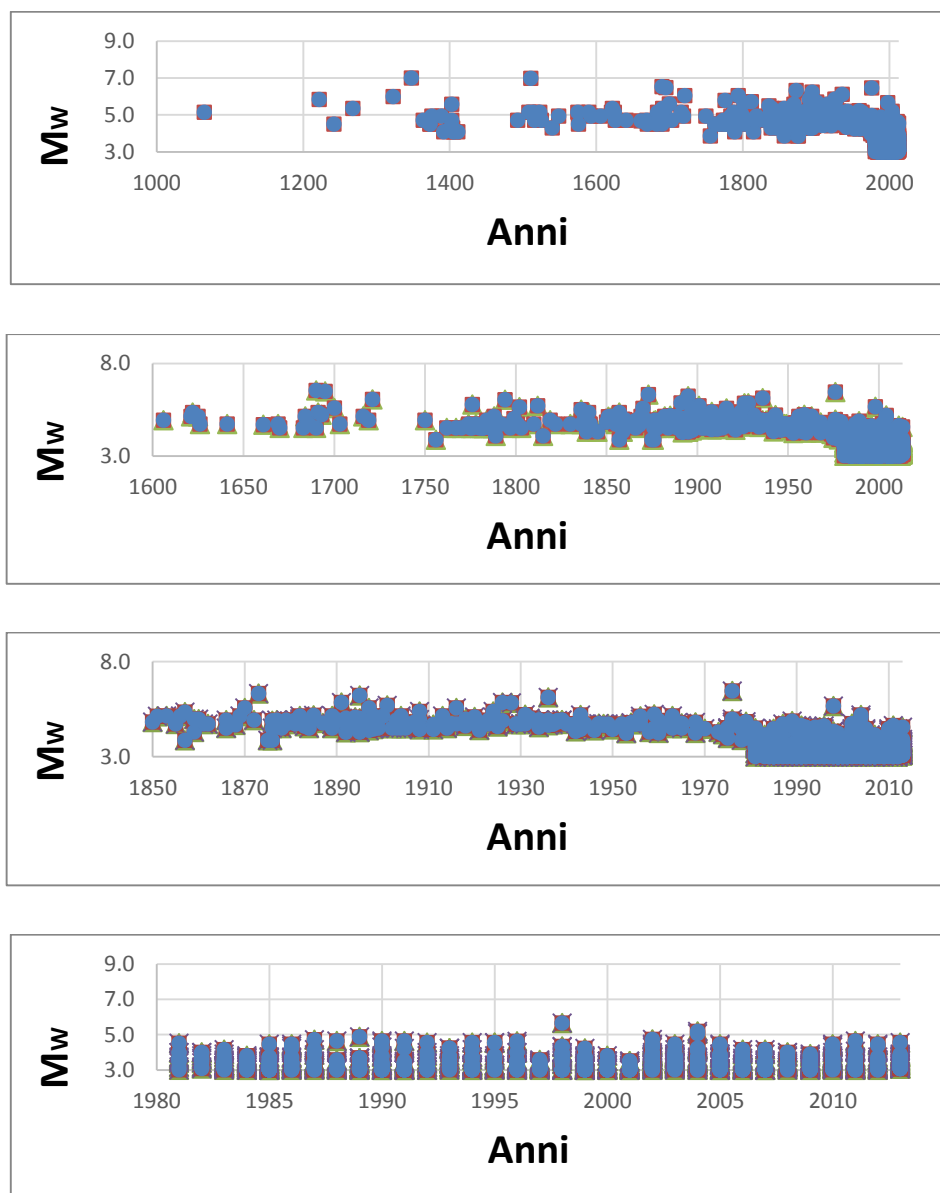


Fig. 4.6: Grafico delle magnitudo del catalogo dei terremoti principali in funzione del tempo; abbiamo utilizzato quattro finestre temporali: 1000–2013; 1600–2013; 1850–2013; 1980–2013.

4.1.2 Modello sismogenico

4.1.2.1 Database di sorgenti sismogeniche individuali (DISS)

Per identificare gli effetti di *near field* (Grimaz, 2012; Grimaz e Malisan, 2014), gli alti livelli di sismicità sono stati associati alle sorgenti lineari del database italiano delle faglie DISS (DISS Working Group, 2010), considerando il modello di terremoto caratteristico. Questo modello è stato introdotto da Schwartz e Coppersmith (1984) per la sismicità della California dove si ipotizza che ciascuna faglia possa produrre solo terremoti di una certa magnitudo ($\pm 0,5$), detta caratteristica, in accordo con la dimensione geometrica della possibile rottura lungo la faglia. In sintonia a questo modello, Wells e Coppersmith (1994) hanno sviluppato delle relazioni di scala tra la dimensione della rottura di faglia e la magnitudo caratteristica. La scarsità dei dati e la difficoltà di associare i terremoti alle faglie non permette ancora ai sismologi di decidere se questo modello sia valido ovunque, soltanto per alcune faglie o non lo sia affatto.

Il “Database of Individual Seismogenic Sources” (DISS) è oggi la fonte internazionalmente più accreditata di sorgenti sismogeniche per forti terremoti ($M_w > 5.5$) in Italia, proposte e, in alcuni casi, utilizzate anche per stime di pericolosità e anche utilizzate nel progetto europeo SHARE, *Seismic Hazard Harmonization in Europe*, 2013. Dal 2001, anno del rilascio della prima versione 2.0, vengono parametrizzate e dotate di documentazione bibliografica diversi tipi di sorgenti; alcune importanti evoluzioni concettuali e un forte aumento del numero di sorgenti catalogate, sono avvenute dopo il terremoto de L’Aquila del 2009. In particolare la versione 3.1.1 oggi disponibile ha abbandonato la rappresentazione di sorgenti “macrosismiche”, ovvero rappresentazioni più o meno vincolate della geometria di sorgente ricavata dal piano macrosismico di un evento storico, e consolidato due tipologie di sorgenti, “individuali” e “composite”, ritenute dagli autori capaci di generare terremoti forti ($M_w > 5.5$). La modellazione della sorgente prende, pertanto, in considerazione una superficie, più o meno complessa, parametrizzata geometricamente nel DISS. Vengono, inoltre, riportate informazioni relative ad altre strutture potenziali proposte in letteratura, ma non considerate sufficientemente robuste dai compilatori (sorgenti “debated”). Entrando nel dettaglio dello studio, per la magnitudo del terremoto caratteristico è stato considerato il valore riportato in DISS collegato a un’incertezza di ± 0.5 e il relativo intervallo di ricorrenza (Tab. 4.3).

Codice	Nome	Lunghezza (km)	Larghezza (km)	Min h (km)	Max h (km)	IR (anni)	Sismo	Max M_w
ITIS109	Sequals	16.5	9.0	1.0	6.8	5000	Unknown	6.5
ITIS120	Gemona S	16	9.0	2.0	6.5	1148	06/05/1976	6.5
ITIS121	Montenars	8	5.5	2.0	5.2	1361	15/09/1976	6.0
ITIS122	Gemona E	10	6.4	6.5	10.2	1230	15/09/1976	6.1
ITIS124	Cansiglio	10	6.4	1.5	6.4	1154	18/10/1936	6.1
ITIS125	Polcenigo-Montereale	15	8.5	2.0	7.5	1282	29/06/1873	6.4
ITIS126	Medea	16	9.0	0.5	6.9	3571	Unknown	6.4
SIIS001	Idrija	50	12.6	1.0	13.4	2000	26/03/1511	6.8

Tab. 4.3 : Elenco delle sorgenti sismiche individuali riportate in DISS (DISS Working Group, 2010) usate in questo lavoro e le loro principali caratteristiche. Nome = nome della sorgente sismica, Min h =profondità minima, Max h=profondità minima, IR = intervallo di ricorrenza, Sismo = data dell'ultimo terremoto, Max M_w =magnitudo massima osservata.

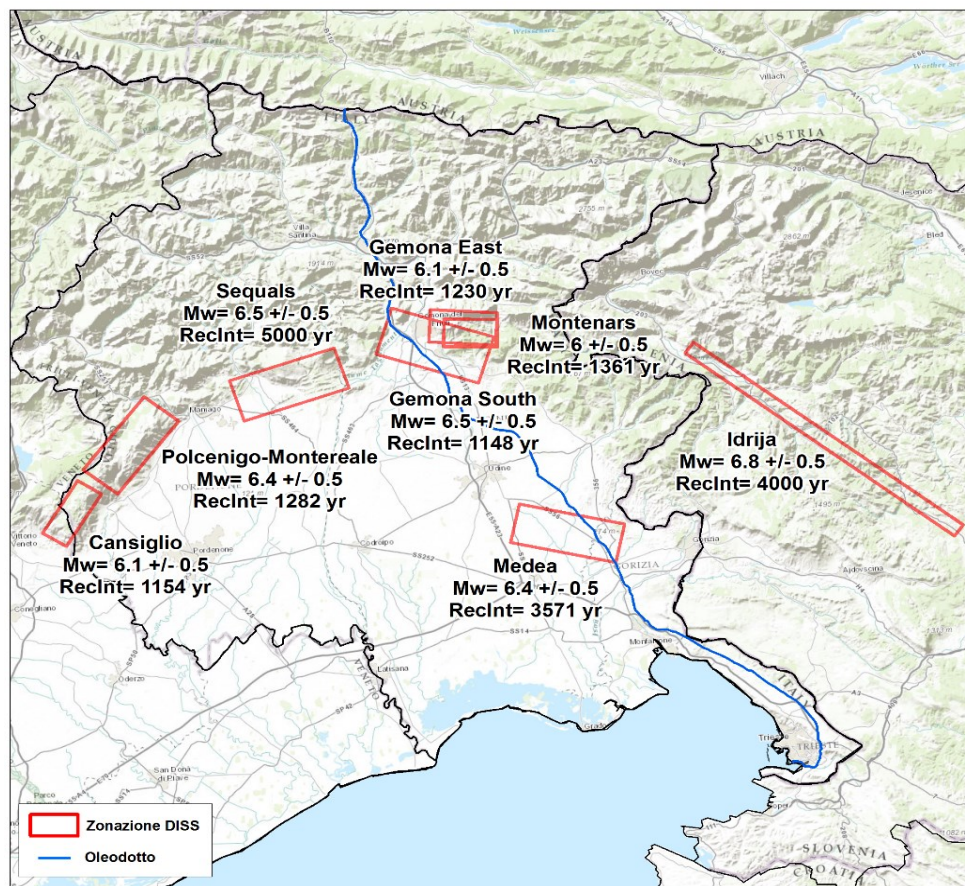


Fig. 4.7: Distribuzione spaziale delle sorgenti del DISS utilizzate.

4.1.2.2 Faglie silenti

Essendo l'oleodotto un'opera strategica, rilevante dal punto di vista del rischio associato ad un danneggiamento alle sue varie componenti (serbatoi, oleodotto interrato, stazioni di pompaggio) indotto da un evento sismico, si è deciso di utilizzare, oltre alle sorgenti individuali estratte dal catalogo DISS, anche le faglie quaternarie di lunghezza tale da giustificare una magnitudo caratteristica almeno uguale a 6 (vedi Fig. 4.8). Tali faglie sono state individuate da Slejko et al. (2011) nel territorio di Trieste e definite faglie "silenti", in quanto prive di sismicità documentata ma di cui non si può escludere la possibile attivazione (Tab. 4.4). Poiché risulta impossibile stimare l'intervallo di ricorrenza per le faglie "silenti" nel Golfo di Trieste (il massimo terremoto registrato è quello di Punta Salvore del 1931 con una magnitudo di 4,6), è stato proposto, da Slejko et al. (2011), l'intervallo di ricorrenza di 10.000 anni per le faglie inverse e di 5.000 anni per quelle trascorrenti in quanto quest'ultime tagliano le precedenti.

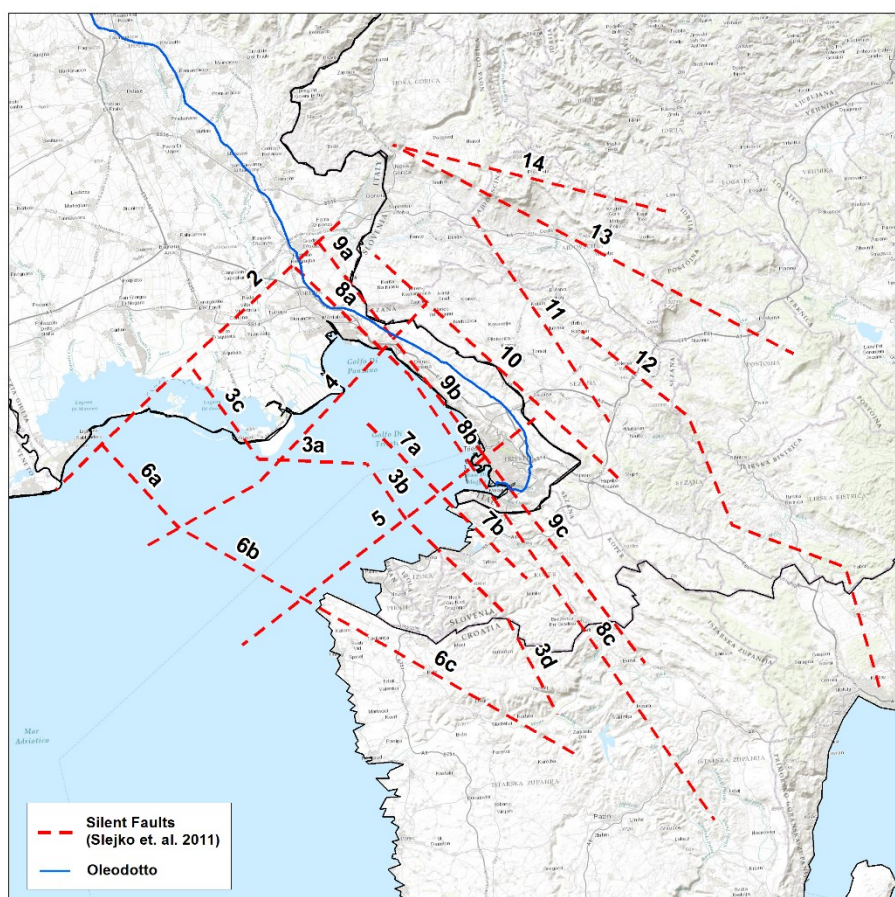


Fig. 4.8: Distribuzione spaziale delle "faglie silenti" dell'area di Trieste.

Cod.	Nome	Tipo	Lungh. (km)	Mw	IR
2	Aquileia	Strike-slip	50	6.5	5.000
3a	Grado–Buzet offshore NW	Reverse	15	6.1	10.000
3b	Grado–Buzet offshore SE	Reverse	20	6.2	10.000
3c	Grado–Buzet NW	Reverse	18	6.2	10.000
3d	Grado–Buzet SE	Reverse	15	6.1	10.000
4	Sistiana	Strike-slip	44	6.5	5.000
5	Mt. Spaccato	Strike-slip	51	6.5	5.000
6a	Buje offshore NW	Reverse	17	6.1	10.000
6b	Buje offshore SE	Reverse	15	6.1	10.000
6c	Buje SE	Reverse	38	6.3	10.000
7a	Tinjan offshore	Reverse	13	6.0	10.000
7b	Tinjan	Reverse	15	6.1	10.000
8a	Palmanova NW	Reverse	17	6.1	10.000
8b	Palmanova centre	Reverse	18	6.2	10.000
8c	Palmanova S	Reverse	57	6.6	10.000
9a	Trieste NW	Reverse	17	6.1	10.000
9b	Trieste centre	Reverse	19	6.2	10.000
9c	Trieste SE	Reverse	36	6.3	10.000
10	Divaca	Strike-slip	50	6.5	10.000
11	Rasa	Strike-slip	30	6.3	10.000
12	Sneznik	Reverse	61	6.6	5.556
13	Nanos R 33	Reverse	33	6.3	10.000
14	Trnovski Go	Reverse	37	6.3	10.000

Tab. 4.4 : Elenco delle “faglie silenti” individuate dallo studio di Slejko et al. (2011) utilizzate in questo lavoro e loro principali caratteristiche.

4.1.2.3 Zonazione FRI

Alle sorgenti lineari sono state aggiunte le zone sismiche della zonazione FRI (Slejko et al. 2008). La zonazione FRI (Friuli) di Fig. 4.9 è un miglioramento regionale della zonazione GNDT (Slejko e Rebez, 2002), in cui sono state apportate modifiche sulla base di studi della sismicità strumentale e dall'incremento delle conoscenze sull'assetto tettonico e strutturale della regione.

All'interno delle zone FRI sono stati rimossi i terremoti forti, interpretati già come caratteristici per le faglie considerate dal DISS. La distribuzione della sismicità all'interno delle zone è rappresentata in Fig. 4.9. Questa sismicità minore verrà utilizzata secondo il modello di sismicità Gutenberg Richter nei calcoli successivi di PSHA.

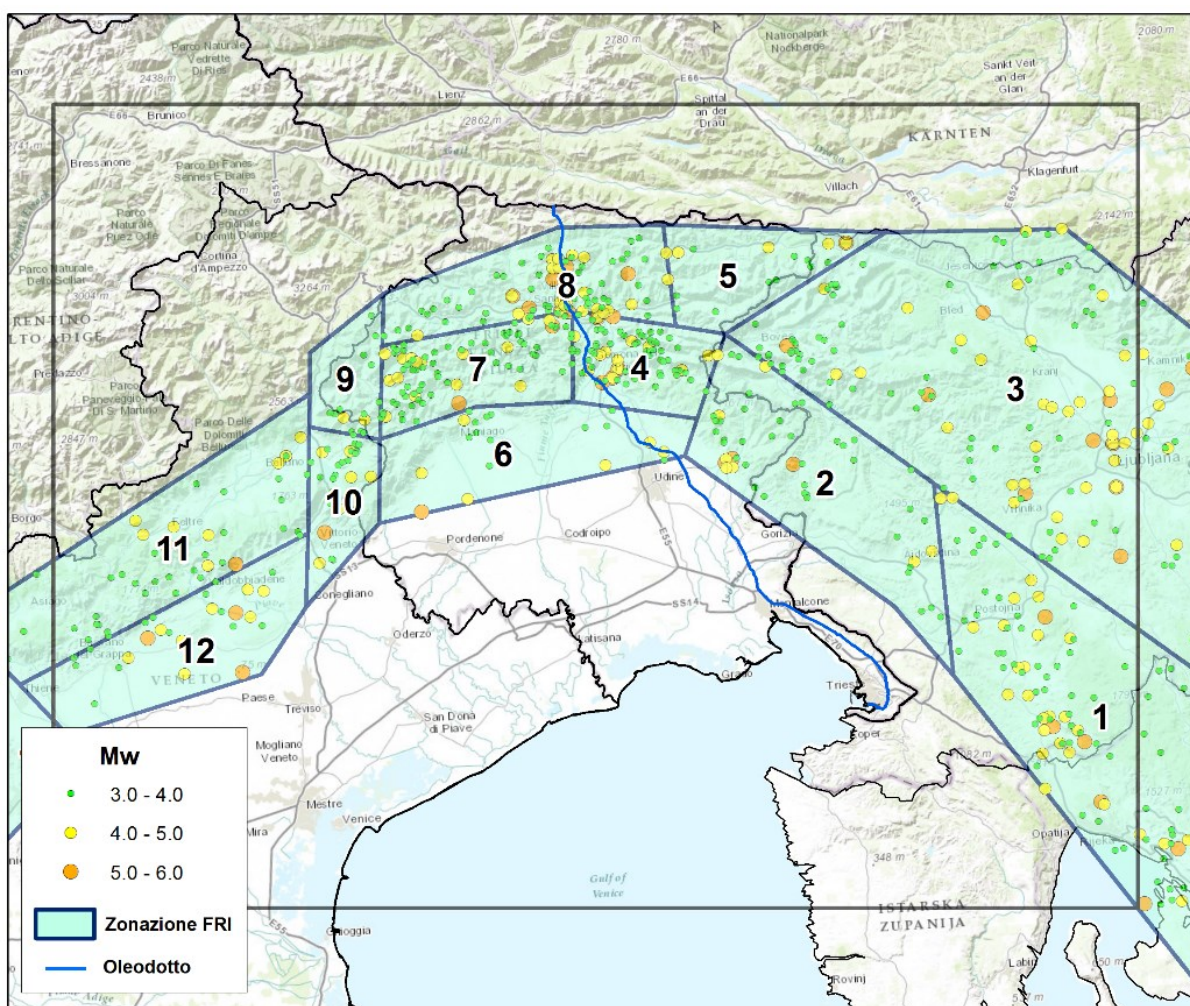


Fig. 4.9: Zonazione sismogenica FRI e la distribuzione al loro interno degli epicentri dei terremoti.

I parametri di sismicità (Tab. 4.5 e Fig. 4.10) utilizzati per il calcolo della pericolosità sismica sono i valori a e b della relazione Gutenberg-Richter (GR) e la magnitudo massima ($\log N = a - bM$ per $M \leq M_{\max}$). I tassi individuali di sismicità utilizzati per il calcolo dei parametri della relazione GR sono stati stimati per ogni zona seguendo l'approccio "higher not highest" (HNH) già applicato per le mappe di pericolosità sismica del territorio italiano (Slejko et al., 1998) e tiene conto in modo ponderato della completezza del catalogo dei terremoti. In pratica per le varie classi di magnitudo viene preso l'intervallo di catalogo ritenuto completo e col maggior numero di terremoti e quindi rappresentativo di tale classe di terremoti. Le regressioni lineari sono state eseguite col metodo di massima verosimiglianza (Weichert, 1980) e confrontate con il metodo dei minimi quadrati (Widrow e Hoff, 1960). Il parametro λ rappresenta il tasso annuale di sismicità della classe di magnitudo minima considerata mentre il parametro β è dato dalla relazione $\beta = b \cdot \ln(10)$ e rappresenta il rapporto tra terremoti forti e deboli. La $M_{\max}$ è stata stimata su base statistica tramite il metodo di Kijko e Graham, (1998).

Cod Zona	$M_{\min}$	λ	β	COV β	b	$M_{\max}(\text{SD})$
1	3.40	2.38	2.08	0.11	0.90	5.92 (0.23)
2	3.70	0.26	2.16	0.37	0.94	5.88 (0.44)
3	3.10	4.35	2.01	0.08	0.87	5.90 (0.23)
4	3.10	1.75	2.23	0.13	0.97	5.35 (0.25)
5	3.40	0.23	1.96	0.39	0.85	5.54 (0.39)
6	3.10	0.48	1.71	0.23	0.74	6.21 (0.46)
7	3.10	2.7	2.00	0.10	0.87	5.97 (0.26)
8	3.40	1.44	1.99	0.15	0.86	5.63 (0.24)
9	3.10	0.56	2.20	0.25	0.96	5.14 (0.32)
10	3.10	0.77	2.28	0.20	0.99	5.51 (0.37)
11	3.10	1.28	2.36	0.16	1.02	5.41 (0.29)
12	3.10	0.61	1.74	0.22	0.76	5.83 (0.39)

Tab. 4.5: Parametri della GR delle sorgenti considerate utilizzando il metodo di Weichert (1980). Il parametro λ rappresenta il tasso annuale di sismicità della classe di magnitudo minima considerata.

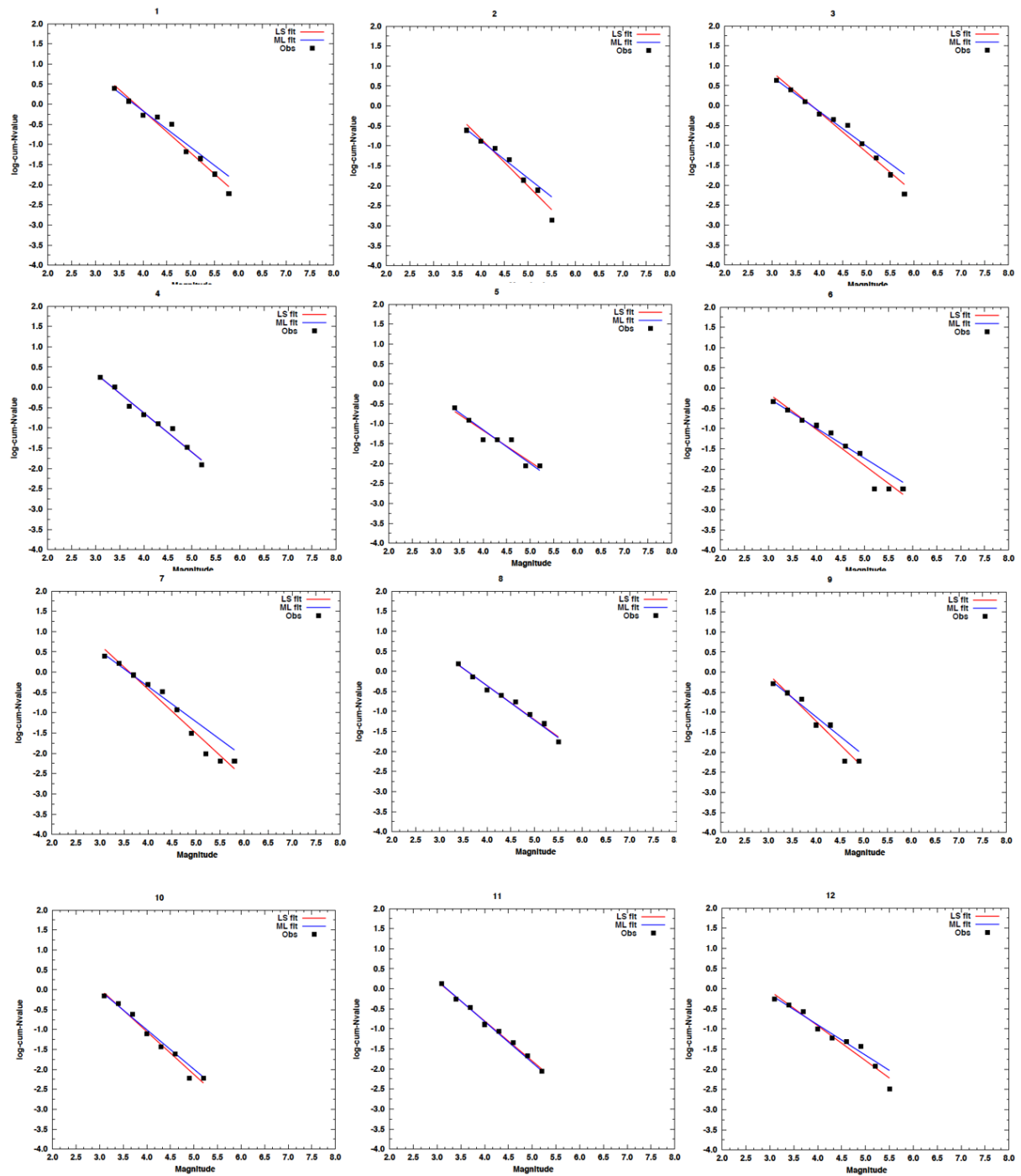


Fig. 4.10: Curve GR per la zonazione FRI ottenute interpolando tramite il metodo di Weichert (ML, linea blu) (1980) e con il metodo dei minimi quadrati (LS linea rossa).

4.1.3 Relazione di attenuazione

4.1.3.1 PGA e PGV

La relazione di attenuazione (GMPE) adottata nel presente studio per calcolare il picco di accelerazione orizzontale (PGA) e di velocità (PGV) è basata su dati italiani e formulata da Bindi et al. (2011).

La forma di questa equazione è data da:

$$\log_{10} = e_1 + F_D(R_{JB}, M) + F_M(M) + F_S + F_{sof}$$

Eq. 4.4

dove e_1 è una costante, $M=M_w$ è la magnitudo momento, R_{JB} è la distanza Joyner-Boore espressa in km, il termine $F_D(R, M)$ è la funzione della distanza dipendente anche dalla magnitudo ed è uguale a:

$$F_D = [c_1 + c_2 (M - M_{ref})] \log_{10} \left(\frac{\sqrt{R_{JB}^2 + h^2}}{R_{ref}} \right) - C_3 (\sqrt{R_{JB}^2 + h^2} - R_{ref})$$

Eq. 4.5

dove $M_{ref}=5$, $R_{ref}=1\text{km}$ e h , c_1 , c_2 e c_3 sono costanti.

La funzione $F_M(M)$ della magnitudo è uguale a:

$$F_M(M) = \begin{cases} b_1 (M - M_h) + (M - M_h)^2 & \text{per } M \leq M_h \\ b_3 (M - M_h) & \text{negli altri casi} \end{cases}$$

Eq. 4.6

dove $M_h=6.75$ e b_1 , b_2 sono costanti e $b_3=0$.

F_S rappresenta invece l'amplificazione di sito ed è data da $F_S=s_j C_j$ per $j=1,...,5$ dove s_j sono coefficienti che sono stati determinati attraverso l'analisi di regressione mentre C_j rappresentano le variabili usate per caratterizzare le 5 classi differenti di suolo. F_{sof} rappresenta il fattore correttivo dato dallo stile di faglia (normale, inverso, trascorrente e non conosciuto) ed è dato da $F_{sof}=f_j E_j$ per $j=1,...,4$ dove f_j sono coefficienti che sono stati determinati attraverso l'analisi di regressione mentre E_j rappresentano le variabili usate per caratterizzare le 4 classi differenti di tipo di faglia. Di seguito sono elencati le variabili utilizzate per calcolare il picco di accelerazione.

	Coefficienti regressioni	PGA	PGV
F_D (R, M)	e ₁	3.672	2.305
	c ₁	-1.940	-1.517
	c ₂	0.413	0.326
	h	10.322	7.879
	c ₃	1.34E-04	0
F_S	s _A (roccia)	0	0
	s _B (suolo rigido)	0.162	0.240
	s _C (suolo soffice)	0.205	0.269
F_{sof}	f ₁ (faglia normale)	-5.003E-02	-3.08E-02
	f ₂ (faglia inversa)	1.05E-01	7.54E-02
	f ₃ (faglia trascorrente)	-5.44E-02	-4.46E-02
F_M (M)	b ₁	-0.262	0.236
	b ₂	-0.0707	-6.86E-03
Deviazione standard	σ	0.337	0.332

Tab. 4.6: Coefficienti di regressione del picco di accelerazione PGA dati dalla relazione di Bindi et al. (2011).

In Fig. 4.11 e Fig. 4.12 è mostrato l'andamento della relazione di Bindi et al. (2011) rispettivamente per il picco di accelerazione (PGA) e di velocità (PGV) per due valori rappresentativi di magnitudo ($M_w=4$ e $M_w=6$) e per i tre tipi di terreno (roccia, suolo rigido, suolo soffice). Bisogna sottolineare che la GMPE Bindi (2011) è stata calibrata per un intervallo di magnitudo tra 4 e 6.9 e una distanza massima di 200 km.

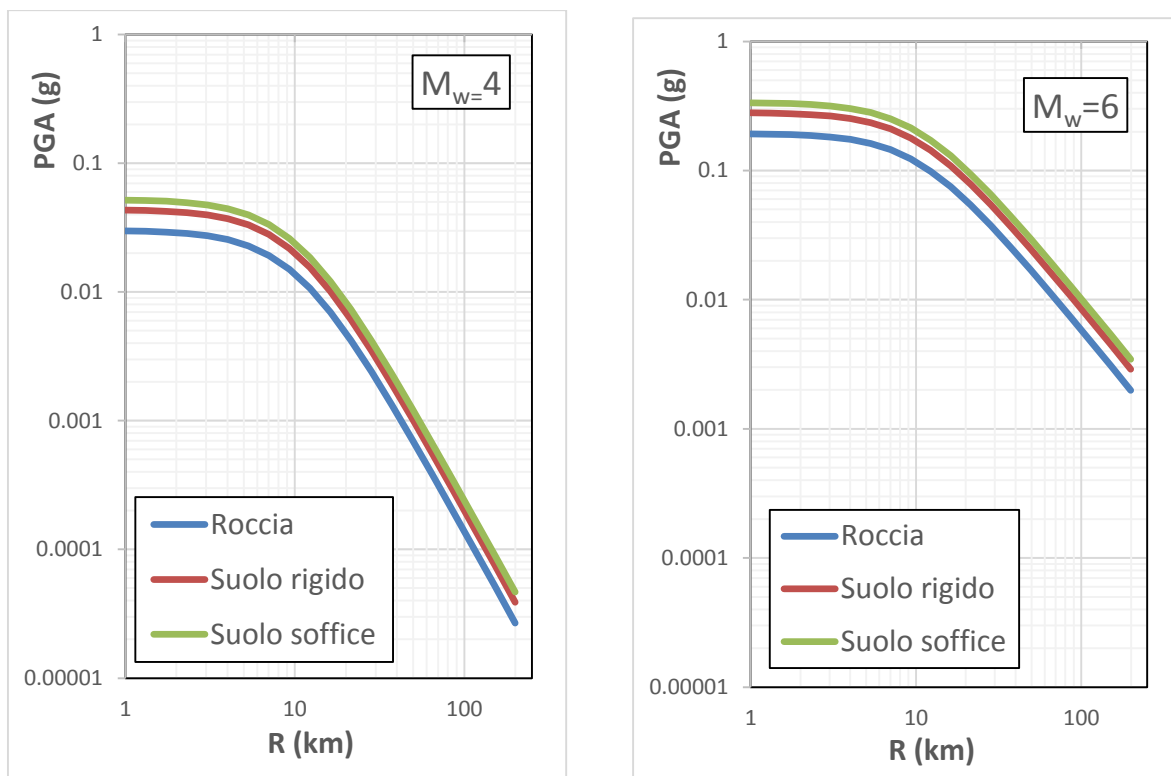


Fig. 4.11: Andamento della relazione di attenuazione di Bindi et al. (2011) per il calcolo della PGA per i tre tipi di suolo nel caso di $M_w=4$ e $M_w=6$.

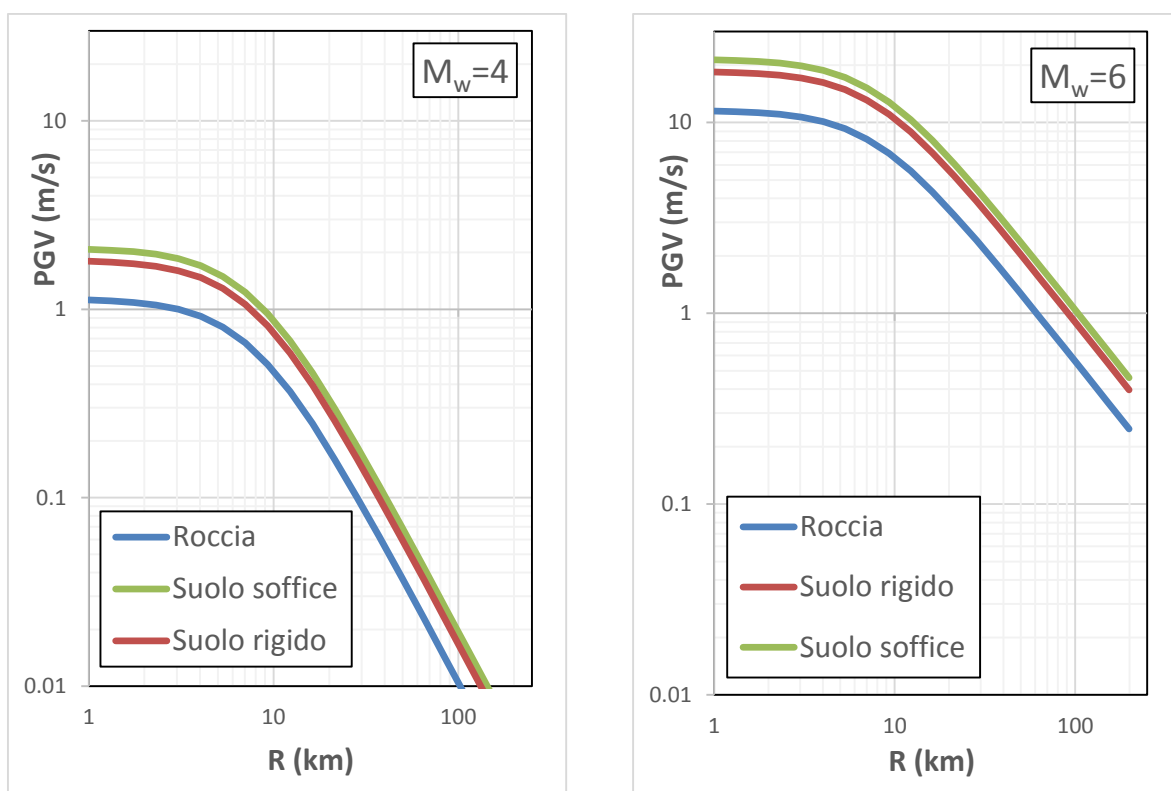


Fig. 4.12: Andamento della relazione di attenuazione utilizzando l'equazione di Bindi et al. (2011) per il calcolo della PGV per i tre tipi di roccia nel caso di $M_w=4$ e $M_w=6$.

4.1.3.2 Intensità di Arias

Faccioli e Paolucci (2005) descrivono l'intensità di Arias come un parametro integrale ottenuto come misura cumulativa del moto sismico durante la sua durata. È un parametro utile dal punto di vista ingegneristico in quanto correlato con il livello di danno in terreni e opere geotecniche durante i terremoti. L'intensità di Arias è data da:

$$I_a(t) = \frac{\pi}{2g} \int_0^t a^2(t) dt$$

Eq. 4.7

dove $a(t)$ è l'accelerogramma e g l'accelerazione di gravità.

Il modello adottato da Sabetta e Pugliese (1996) per la stima dell'attenuazione di I_a è rappresentato dalla seguente equazione:

$$\log I_a = a + bM_W + c \log \sqrt{R^2 + h^2} + e_1 S_1 + e_2 S_2 \pm 0.397$$

Eq. 4.8

	a	b	c	e ₁	e ₂	h	σ
I_a = Intensità di Arias	-4.066	0.911	-1.818	0.139	0.244	5.3	0.397

Tab. 4.7: Coefficienti di regressione dell'Eq. 4.8 utilizzati per il calcolo dell'Intensità di Arias stimati da Sabetta e Pugliese (1996).

dove R è la distanza epicentrale, i parametri di Tab. 4.7 sono stati ottenuti dalle registrazioni accelerometriche di terremoti italiani, i parametri delle variabili di sito S_1 e S_2 sono entrambe uguali a zero per roccia mentre per i suoli rigidi $S_1=1$ ed $S_2=0$, mentre per i suoli soffici è l'esatto opposto. I_a viene fornita dagli autori in cm^2/s^3 invece per il nostro studio è stata modificata in m/s per agevolare i calcoli successivi di spostamento.

In Fig. 4.13 è mostrato il grafico della stima dei valori di I_a usando la relazione di attenuazione di Sabetta e Pugliese (1996) in funzione della distanza epicentrale R per i tre tipi di suolo (roccia, suolo rigido e suolo soffice).

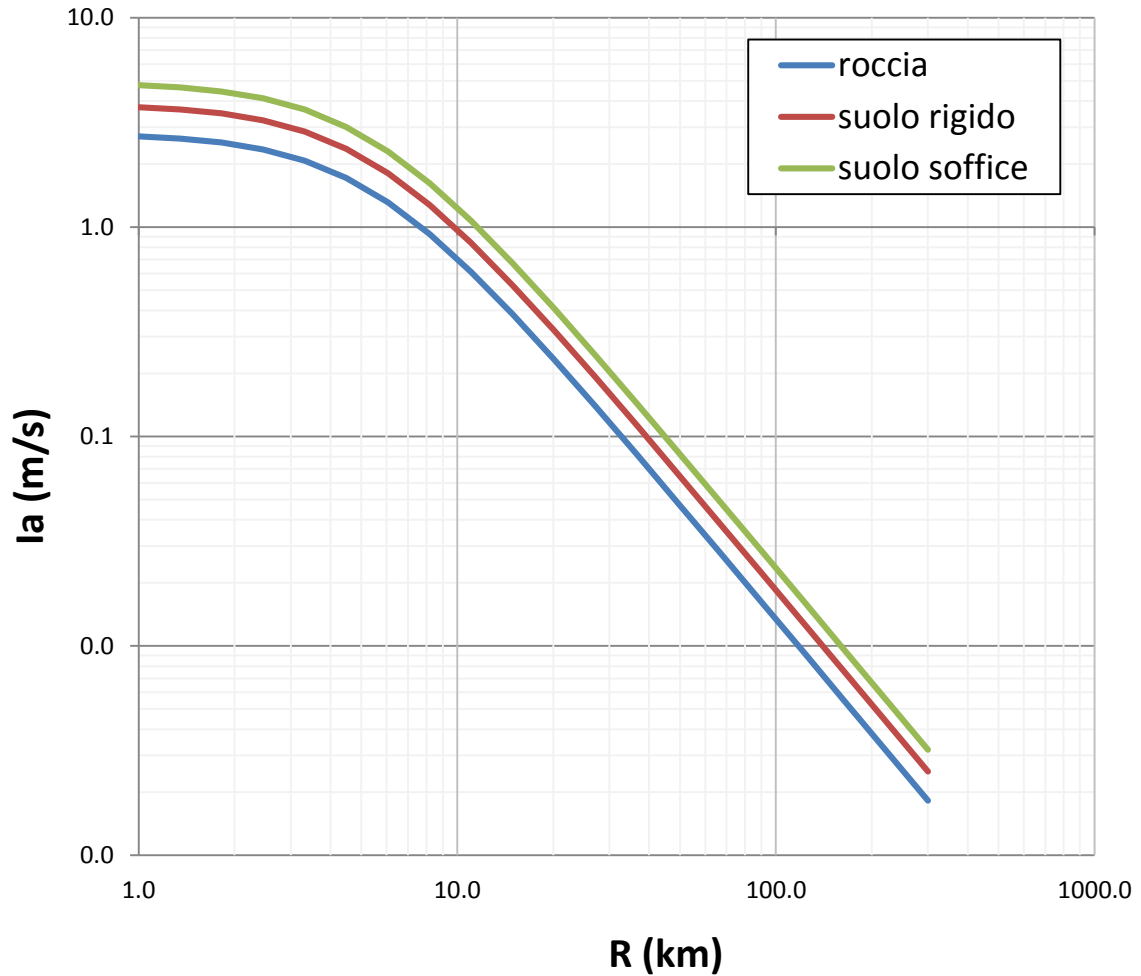


Fig. 4.13: Stima dei valori di I_a usando la relazione Sabetta e Pugliese (1996) in funzione della distanza epicentrale R per i tre tipi di terreno (roccia, suolo rigido e suolo soffice).

4.1.4 Risultati

Sulla base dei risultati ottenuti nelle operazioni precedenti è stato possibile effettuare il calcolo di pericolosità sismica applicando l'approccio probabilistico proposto originariamente da Cornell (1968) tramite il software CRISIS 2015 (Ordaz et al., 2015).

4.1.4.1 Curva di pericolosità sismica

Il risultato più comune di un'analisi di pericolosità è dato dalla curva di pericolosità che rappresenta la probabilità in 50 anni (per gli edifici comuni) di superare certi livelli di scuotimento in termini di picco di accelerazione (PGA) e velocità (PGV) nella loro componente orizzontale.

In Fig. 4.14 è mostrata la localizzazione delle stazioni di pompaggio, nella stazione C1 sono inoltre localizzati i depositi dei serbatoi di San Dorligo. Le relative curve di pericolosità

sismica delle stazioni di pompaggio sono rappresentate in Fig. 4.15 e Fig. 4.16 rispettivamente per la PGA e PGV; da tali curve di pericolosità sono stati estratti i valori di scuotimento riportati nella Tab. 4.8 calcolati relativamente ai due periodi di ritorno di interesse di 475 e 2475 anni; inoltre i calcoli per le stazioni C2 C3 e C4 sono stati eseguiti per suolo rigido mentre per la stazione C1 è stato considerato il suolo soffice.

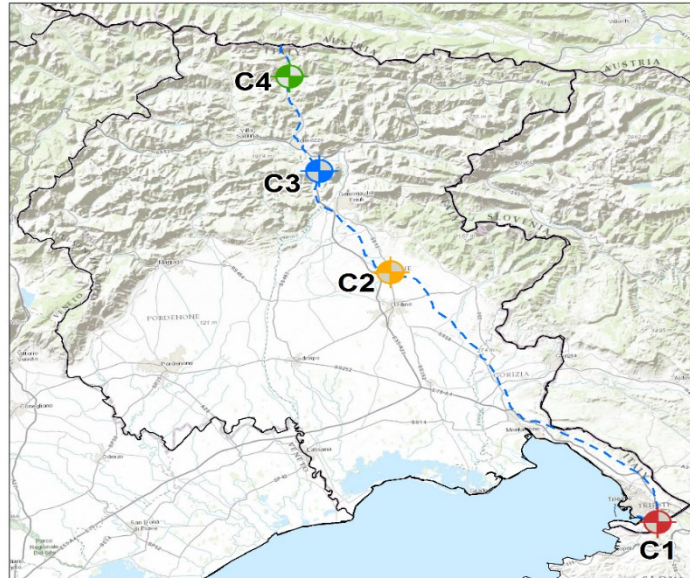


Fig. 4.14: Localizzazione dei siti di pompaggio lungo il percorso dell’oleodotto.

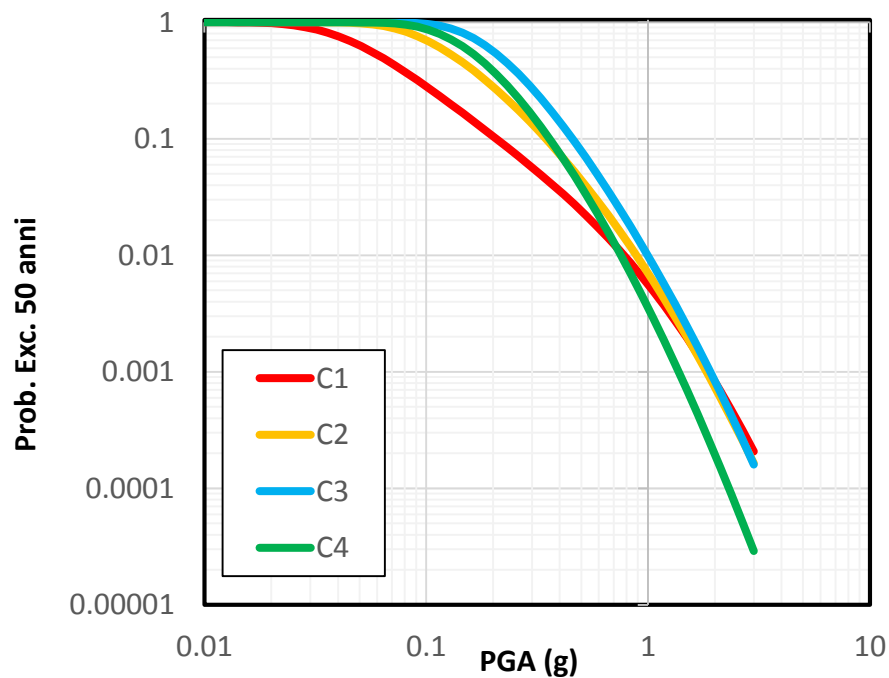


Fig. 4.15: Curve di pericolosità in termini di PGA per i quattro siti di pompaggio di Fig. 4.14.

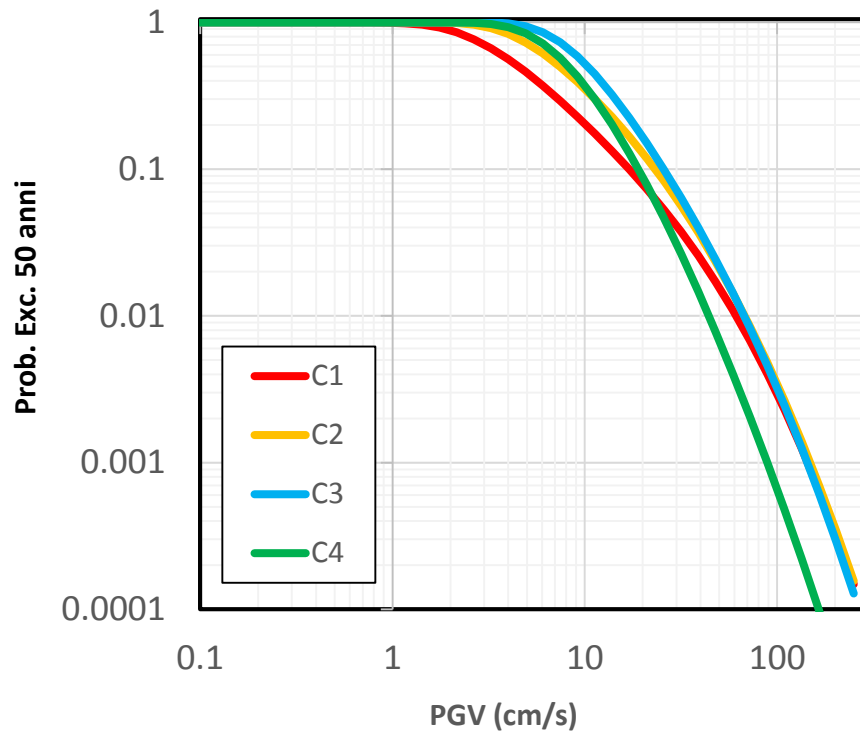


Fig. 4.16: Curve di pericolosità in termini di PGV per i quattro siti di pompaggio di Fig. 4.14.

Tipologia Elemento	Tipo suolo	Tr = 475		Tr = 2475	
		PGA (g)	PGV (cm/s)	PGA (g)	PGV (cm/s)
Stazione C4	suolo rigido	0.35	19	0.61	35
Stazione C3	suolo rigido	0.46	26	0.80	52
Stazione C2	suolo rigido	0.35	23	0.69	51
Stazione C1	Suolo soffice	0.20	17	0.55	44

Tab. 4.8: PGA (g) e PGV (cm/s) per le 4 stazioni di pompaggio.

Dalle curve di pericolosità si nota che nel sito della stazione C1 i valori di PGA e PGV aumentano più rapidamente che negli altri siti al diminuire della probabilità di eccedenza, cioè all'aumentare del tempo di ritorno probabilmente, dovuto all'influenza delle faglie silenti presenti nel Golfo di Trieste. É comunque, la stazione C3 ad avere i più alti valori di scuotimento come mostrato nei risultati di Tab. 4.8 in cui sono estratti i valori di PGA e PGV per 475 e 2475 anni.

4.1.4.2 Mappe della PGA, PGV e Intensità di Arias

Dalla curva di pericolosità è stato possibile ricavare vari indicatori di pericolosità come la probabilità di superare un certo livello di scuotimento in un fissato periodo di tempo o lo scuotimento che ha una certa probabilità di non essere superato in un fissato periodo di tempo. Quest'ultima è la quantità che è stata rappresentata nelle mappe di pericolosità sismica. In Fig. 4.17 sono mostrati i risultati di pericolosità sismica del Friuli Venezia Giulia, considerando le tre diverse tipologie di terreno (roccia, suolo rigido, suolo soffice), riferiti al valore medio della PGA e PGV con probabilità di superamento del 10% e 2% in 50 anni, che è equivalente al periodo di ritorno, rispettivamente, di 475 anni e di 2475 anni.

I risultati mostrano che per il $T_R=2475$ anni gli alti valori di scuotimento del terreno sono attesi in Friuli centrale, con valori che variano a seconda del tipo di terreno per la PGA da 0,6 a 1,2 g, e per la PGV da 45 a 65 cm/s (Fig. 4.17b e Fig. 4.17d). Questo è dovuto al contributo di tre sorgenti individuali con magnitudo massima superiore a 6 e intervalli di ricorrenza attorno ai 1200 anni e che, pertanto, non influiscono sostanzialmente nei risultati per $T_R=475$ anni, ma emergono in quelli per $T_R=2475$ anni. Un calcolo aggiuntivo è stato eseguito per $T_R=475$ anni per stabilire un confronto dei risultati attuali con quelli per strutture ordinarie secondo la normativa sismica italiana (NTC, 2008). In questo caso, i forti scuotimenti del suolo sono previsti nel settore occidentale del Friuli centrale, con valori compresi, a seconda del tipo di terreno fra 0,3 a 0,7 g e da 25 a 45 cm/s, rispettivamente per PGA e PGV (Fig. 4.17a e Fig. 4.17c). Si noti anche che il contributo alla pericolosità sismica dato dalle “faglie silenti” inizia ad evidenziarsi solo per lunghi periodi di ritorno.

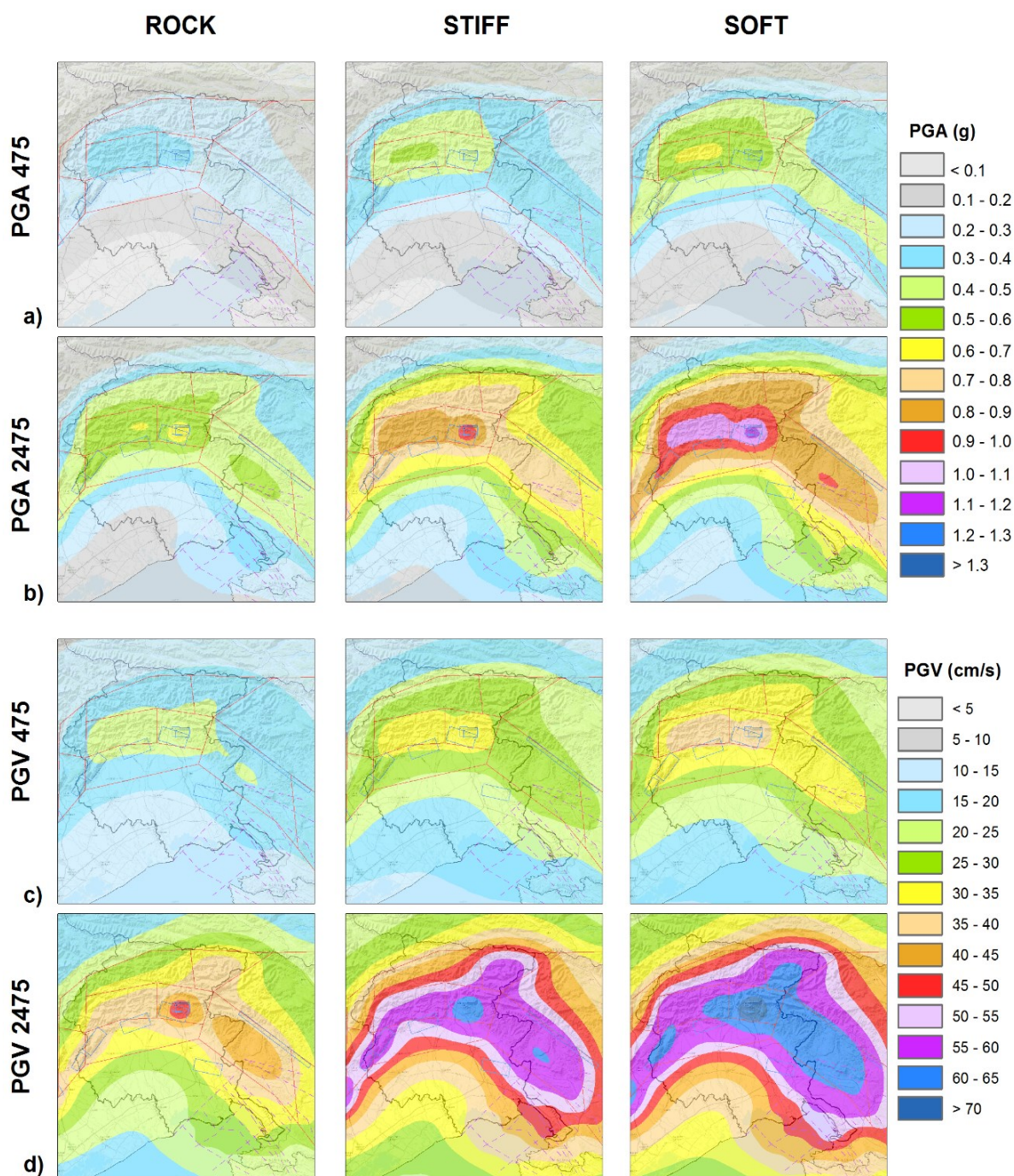


Fig. 4.17: Mappe di pericolosità sismica della PGA (a - b) e PGV (c - d) con probabilità di superamento del 10% ($T_r=475$) e 2% ($T_r=2475$) in 50 anni.

In Fig. 4.18 sono mostrati, invece, i risultati dell'Intensità di Arias espressa in m/s utilizzando sempre le due probabilità di superamento del 10% ($T_r=475$) e 2% ($T_r=2475$) in 50 anni per i tre tipi di suolo (roccia, suolo rigido, suolo soffice). La Fig. 4.18 caratterizza le aree con la più alta pericolosità sismica, come era prevedibile troviamo una forte similitudine tra questa figura e la Fig. 4.17, dove lo scuotimento è rappresentato in termini di PGA e PGV. Per esempio, gli alti valori di scuotimento in termini PGA, per una probabilità di eccedenza del 2%,

sono attesi nel Friuli centrale, con valori che variano da 0,6 a 1,2 g per la PGA a seconda del tipo di terreno. Questi valori sono correlati bene con i risultati dell'intensità di Arias (valori compresi tra 2.5 e 5 m/s).

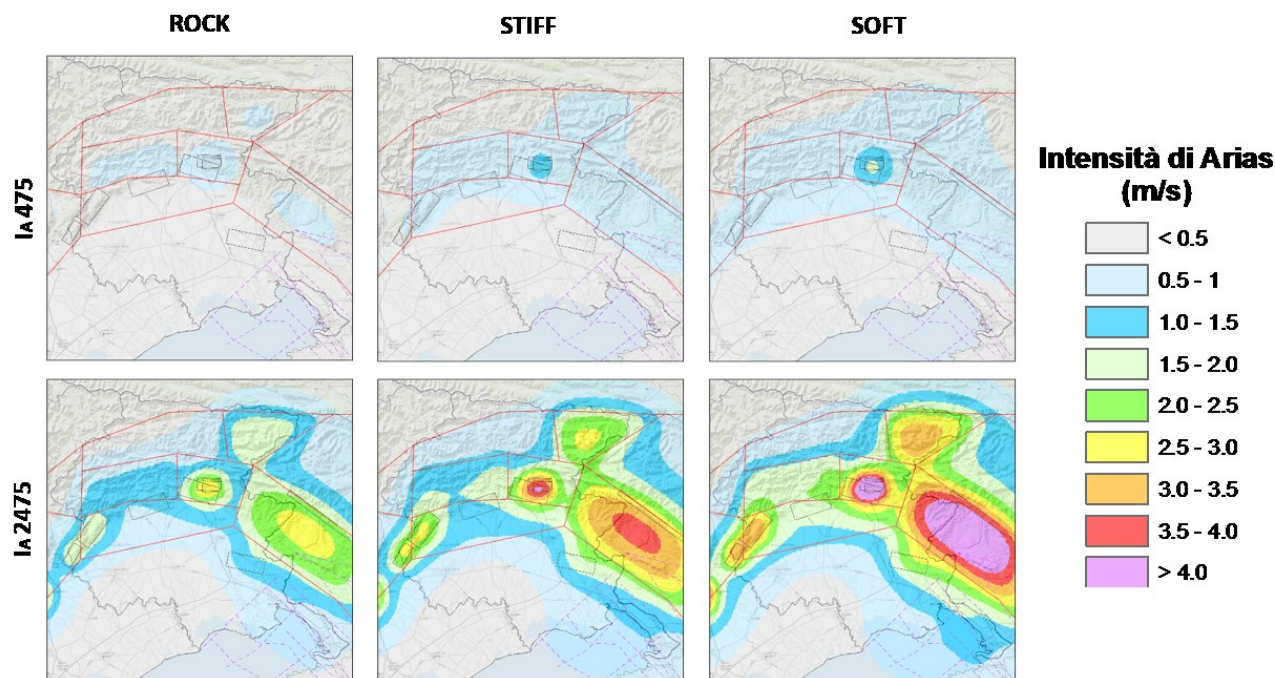


Fig. 4.18: Mappe di pericolosità sismica dell'Intensità di Arias con probabilità di superamento del 10% ($T_r = 475$) e 2% ($T_r = 2475$) in 50 anni.

4.1.4.3 Mappa di pericolosità sismica alla superficie libera

Essendo il comportamento sismico delle tubazioni interrato fortemente influenzato dalla risposta sismica del terreno, si è voluto, sulla base della metodologia sviluppata in Slejko et al. (2011), aggregare in un'unica mappa (*soil seismic hazard map*), tramite la tecnologia GIS, i risultati di pericolosità per le tre tipologie di suolo sulla base delle conoscenze litologiche derivate da Carulli (2006a, 2006b), in modo tale da evidenziare l'amplificazione sismica nei terreni rigidi e soffici nelle reali posizioni in cui essi sono presenti.

In Fig. 4.19 è mostrato il metodo, tramite la tecnologia GIS, usato per creare tale mappa. La prima elaborazione è l'interpolazione dei punti, derivati dall'analisi di pericolosità sismica, tramite l'algoritmo "spline" (Mitasova e Mitas, 1993) che è un metodo di interpolazione non lineare ed esatto in cui la stima dei valori viene effettuata attraverso una funzione matematica di minima curvatura applicata ai dati misurati nel vicinato; le superfici ottenute risultano smussate e sono adatte per superfici con variabilità debole. Tale operazione è stata ripetuta

per ogni tipo di suolo (roccia, suolo rigido, suolo soffice). Parallelamente è stata seguita l'operazione di "extract by attribute" dal raster della Carta Litologica-sismica in cui i litotipi sono stati aggregati nelle tre classi di suolo (roccia, suolo rigido, suolo soffice) sulla base della normativa sismica italiana (NTC, 2008). Tramite tale operazione si estraggono le celle che compongono il raster sulla base della categoria di suolo scelta, in modo da ottenere un raster contenente soltanto una tipologia di suolo (Fig. 4.20). Anche tale operazione è stata eseguita tre volte per estrarre tutte e tre le tipologie di suoli. La fase successiva è stata l'intersezione dello strato informativo risultato dalla fase d'interpolazione e quello derivato dall'operazione di estrazione; tale operazione è stata eseguita, in ambiente GIS, mediante l'operazione di "raster calculator" eseguendo una semplice moltiplicazione tra i valori dei due raster. Anche tale operazione è stata ripetuta tre volte, al fine di ottenere un unico raster è stata eseguita l'operazione di "mosaicatura" (Fig. 4.21) dei tre raster di input in modo tale da ottenere la definitiva carta di pericolosità sismica alla superficie libera per la PGA e PGV (Fig. 4.22).

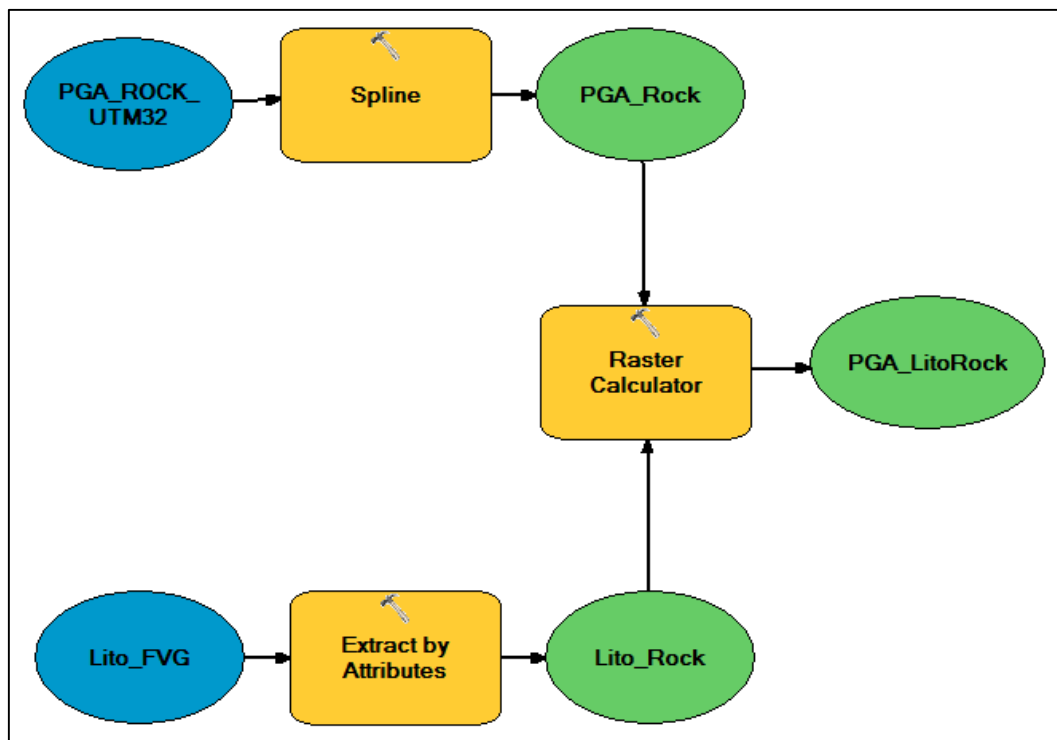


Fig. 4.19: Schema delle operazioni GIS da eseguire per ottenere, per ogni tipo di suolo, il relativo scuotimento del terreno; in blu sono rappresentati i dati di input, in arancione gli algoritmi di elaborazione e in verde i risultati derivati dalle operazioni eseguite.

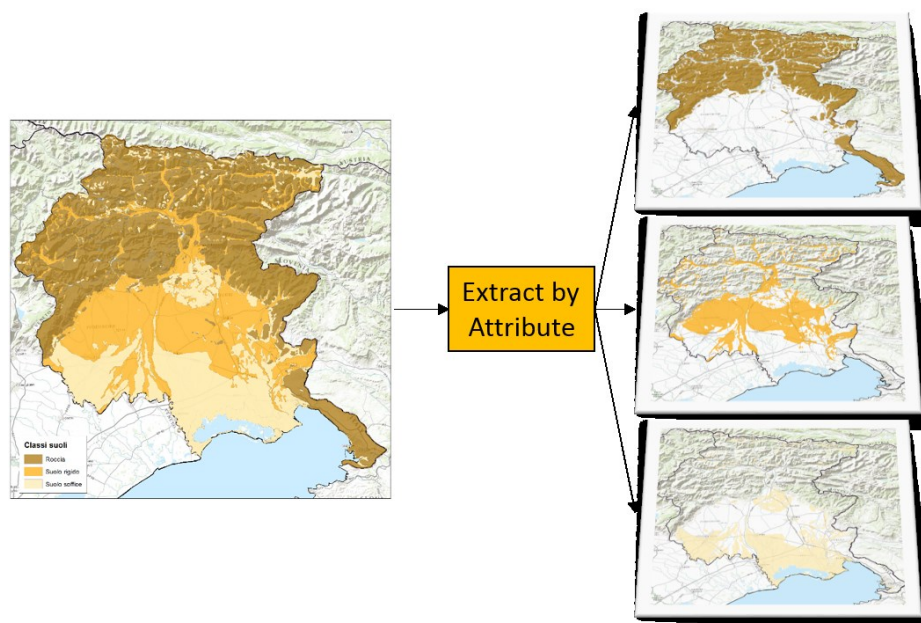


Fig. 4.20: Operazione di estrazione dal raster della litologia delle tre categorie di suolo.

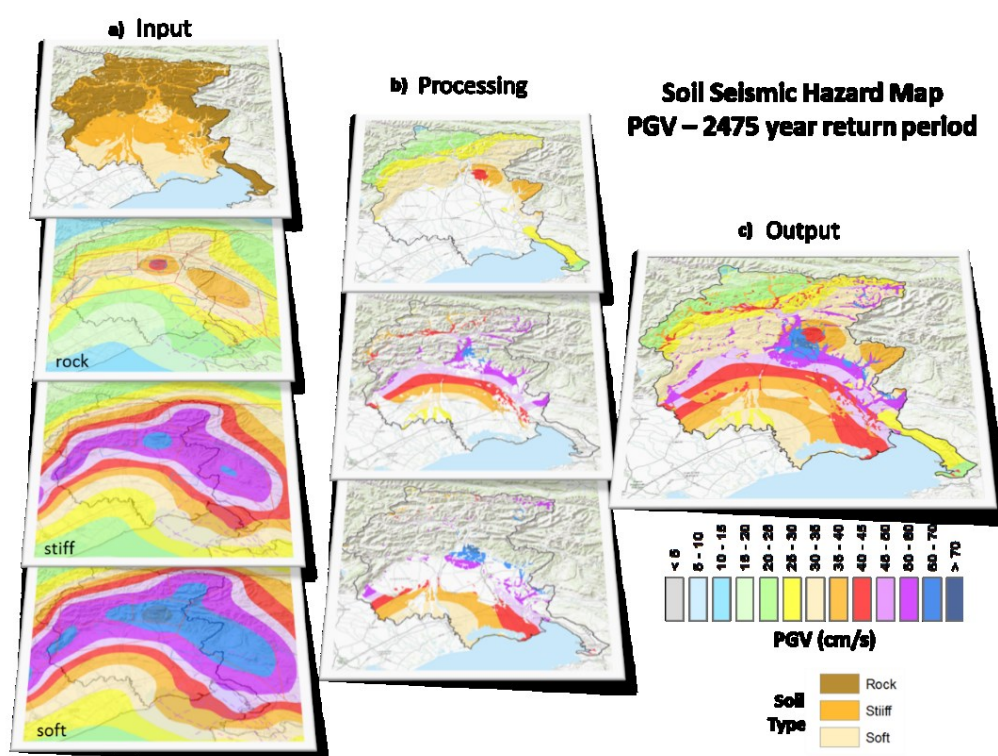


Fig. 4.21: Schema di costruzione della Carta di pericolosità sismica dei suoli. In a) sono mostrati gli input usati differenziati in tre categorie sulla base della normativa sismica italiana (NTC, 2008): roccia, suolo rigido, suolo soffice. Le mappe di pericolosità differenziate per tipo di suolo sono state intersecate con la mappa del suolo usando un'operazione di analisi spaziale ed ottenendo in b) un'estrazione areale del previsto scuotimento del terreno per ogni tipo di suolo, Infine in c) le tre mappe sono state aggregate in un'unica mappa tramite l'operazione di mosaicatura di pericolosità dei suoli.

In Fig. 4.22 sono mostrati i risultati delle mappe di PGA e PGV per i tempi di ritorno di 475 e 2475. La pericolosità sismica per la PGA, ma lo stesso vale per PGV, è notevolmente più alta nelle valli alpine e in pianura (suoli rigidi o soffici) rispetto al settore montano roccioso. Per un Tr di 475 anni nelle valli alpine si stimano valori rispettivamente compresi tra 0,3 e 0,5 g e tra 20 e 25 cm/s, con un picco in corrispondenza dell'anfiteatro morenico del fiume Tagliamento, dove i valori di PGA stimati sono compresi tra 0,5 e 0,6 e di PGV tra 30 e 35 cm/s. Per il Tr di 2475 anni, invece, vengono raggiunti valori di PGA tra 0,6 e 0,8 g e solo localmente superiore ad 1 g nell'area dell'anfiteatro morenico.

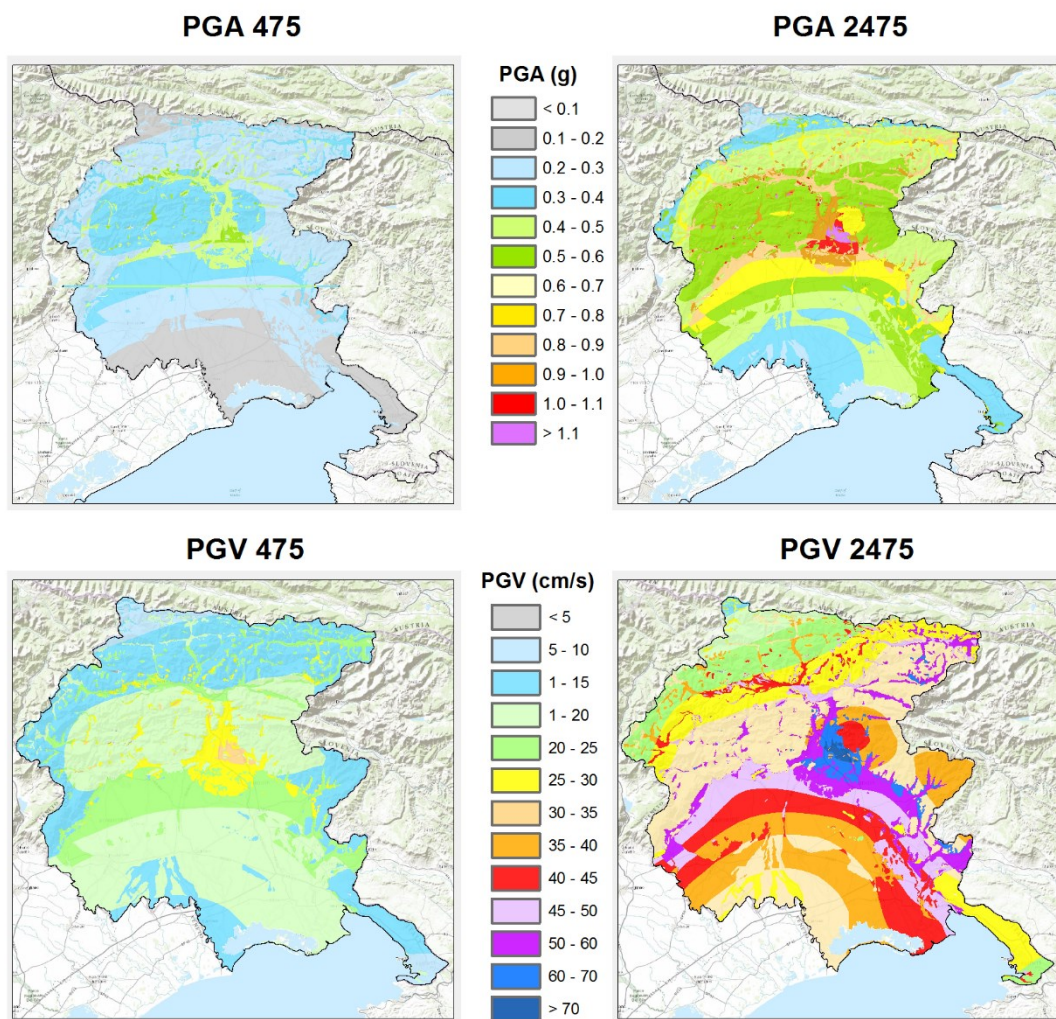


Fig. 4.22: Risultati della mappa di PGA e PGV per 475 e 2475 aggregando in ogni mappa i risultati ottenuti per i tre tipi di suoli (roccia, suolo rigido, suolo soffice).

In Fig. 4.23 è mostrato un confronto dei valori stimati per il 2% di probabilità di eccedenza in termini di PGA per le tre tipologie di suolo (roccia, suolo rigido e suolo soffice di Fig. 4.17b) lungo il percorso della tubazione interrata. In Fig. 4.24, invece, sono rappresentati

i risultati stimati al 2% di probabilità di eccedenza in termini di PGA aggregando i risultati ottenuti per i tre tipi di suolo lungo il percorso della tubazione interrata.

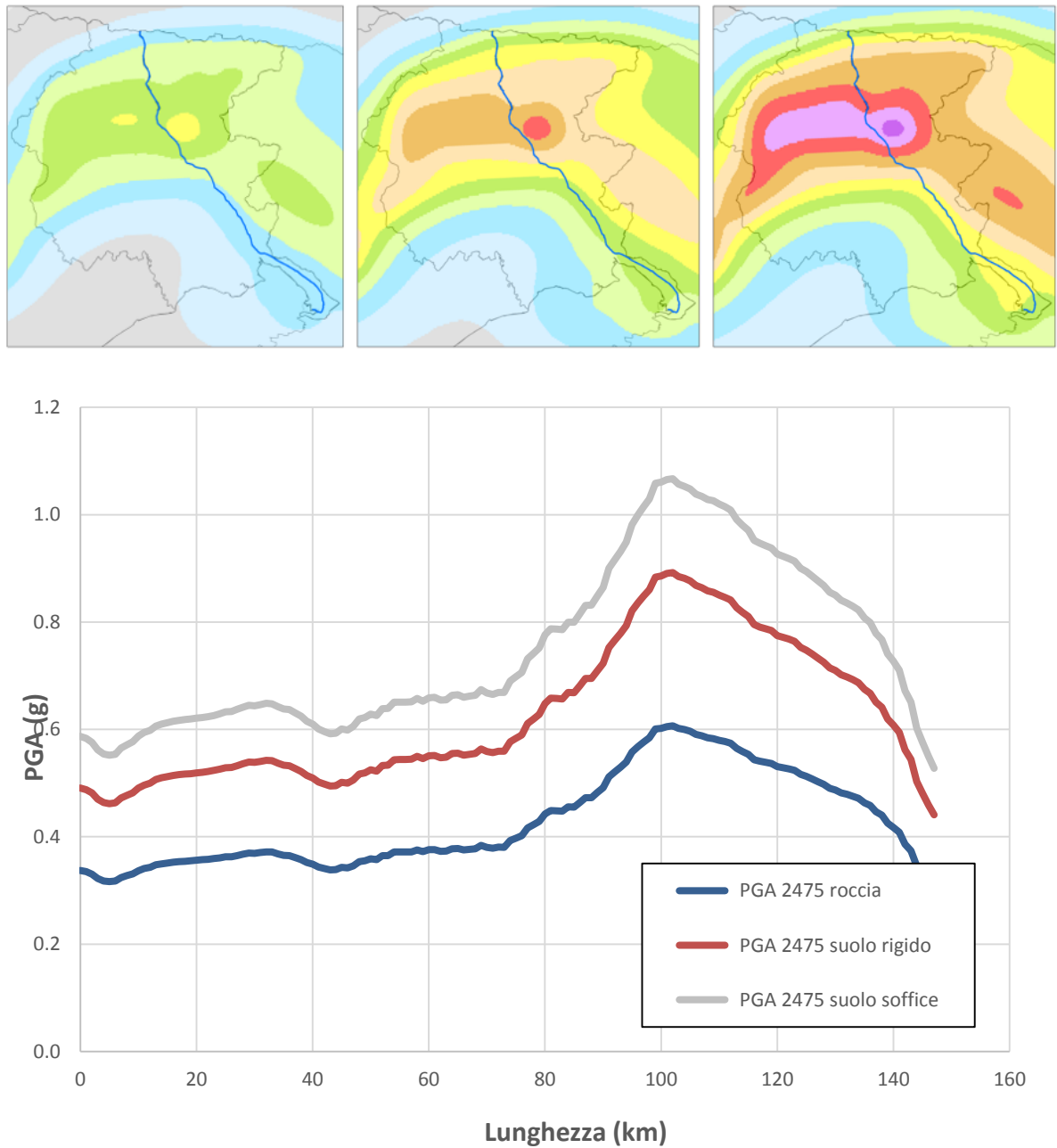


Fig. 4.23: Confronto dei valori stimati 2% di probabilità di eccedenza (periodo di ritorno 2475 anni) in termini di PGA, per le tre tipologie di suolo (roccia, suolo rigido e suolo soffice) lungo il percorso della tubazione interrata rappresentata in blu nelle mappe di pericolosità.

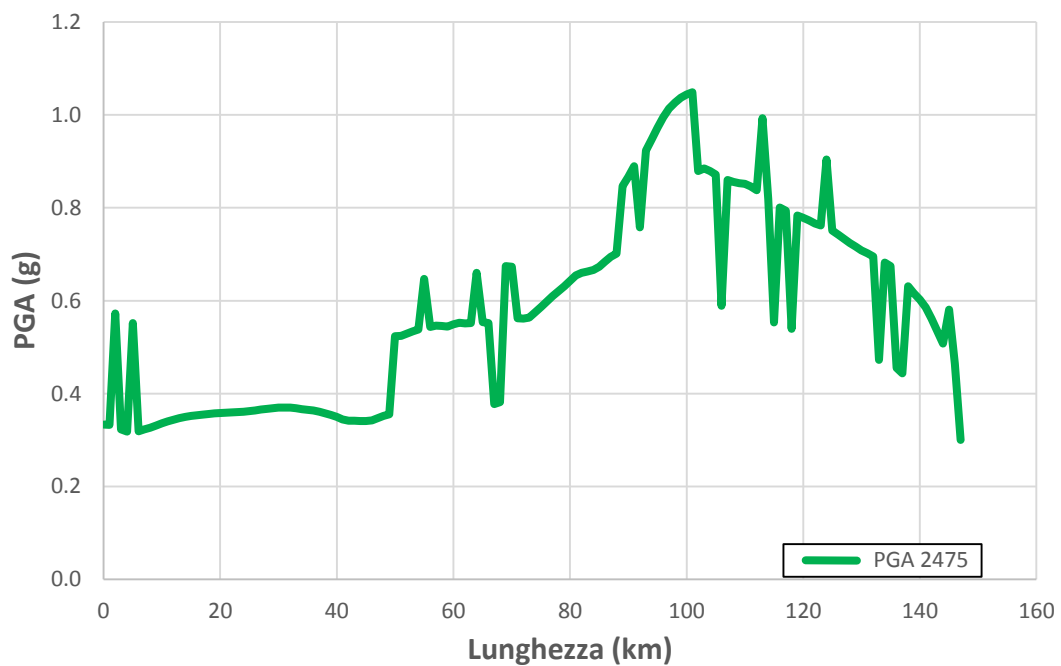
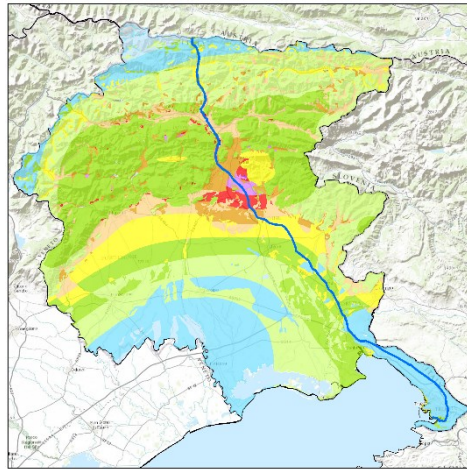


Fig. 4.24: Risultati stimati al 2% di probabilità di eccedenza in termini di PGA aggregando i risultati ottenuti per i tre tipi di suolo lungo il percorso della tubazione interrata rappresentata in blu nelle mappe di pericolosità.

In Fig. 4.25 sono mostrati i risultati di pericolosità utilizzando come valore di scuotimento l'Intensità di Arias per i periodi di ritorno di 475 e 2475. Per la probabilità di eccedenza del 2% otteniamo un valore massimo di oltre 4 m/s in corrispondenza dell'anfiteatro morenico del fiume Tagliamento.

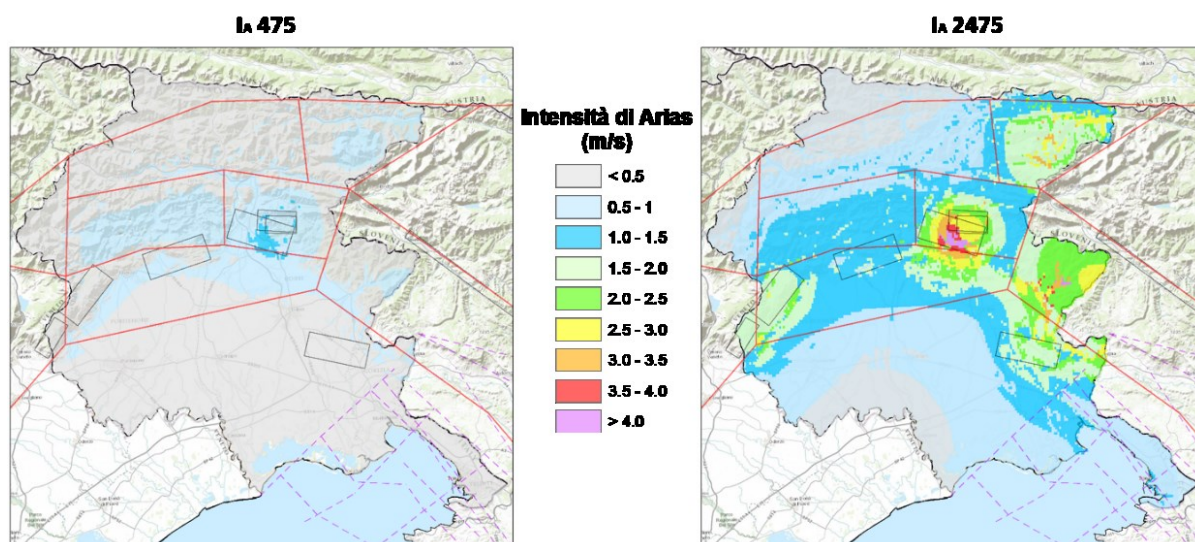


Fig. 4.25: Risultati della mappa di Intensità di Arias per 475 e 2475.

4.2 Scenario sismico

L'approccio deterministico consiste nello sviluppare un particolare scenario sismico sulla base del quale calcolare lo scuotimento del suolo al sito di interesse. Con scenario si intende lo scuotimento provocato dall'occorrenza di un terremoto di una certa magnitudo in un certo sito. Un tipico calcolo deterministico di pericolosità sismica è caratterizzato dalle seguenti 4 fasi (Reiter, 1990; Kramer, 1996):

1. Identificazione e caratterizzazione (identificazione spaziale e potenziale sismico) di tutte le sorgenti sismiche atte a produrre un significativo scuotimento al sito in esame.
2. Scelta della distanza minima tra la sorgente e il sito in esame.
3. Scelta del terremoto che dovrebbe provocare lo scuotimento più pericoloso.
4. Caratteristiche dello scuotimento espresse dai valori di uno o più parametri (PGA, PGV, Intensità di Arias, etc.).

Riassumendo, nell'approccio deterministico vengono fissati (fasi 1 e 2) l'ubicazione e il potenziale sismico delle sorgenti (e cioè distanze sito – sorgente e magnitudo delle sorgenti). Ne deriva direttamente la stima dello scuotimento atteso al sito all'accadere del terremoto definito nelle fasi precedenti.

Lo scenario sismico utilizzato per calcolare la distribuzione del parametro di scuotimento è stato basato sul terremoto del 6 maggio 1976 con $M_w=6.4$ ed epicentro localizzato nel comune di Gemona. I parametri di scuotimento calcolati sono stati la PGA e l'intensità di Arias. Anche in questo caso abbiamo utilizzato la metodologia sviluppata in Slejko et al. (2011), al fine di aggregare in un'unica mappa (*soil seismic hazard map*), tramite la tecnologia GIS, i risultati di pericolosità per le tre tipologie di suolo sulla base delle conoscenze litologiche derivate da Carulli (2006a, 2006b).

La carta di scuotimento in termini di PGA è rappresentata in Fig. 4.26 ed è stata generata sulla base della legge di attenuazione di Bindi et al. (2011).

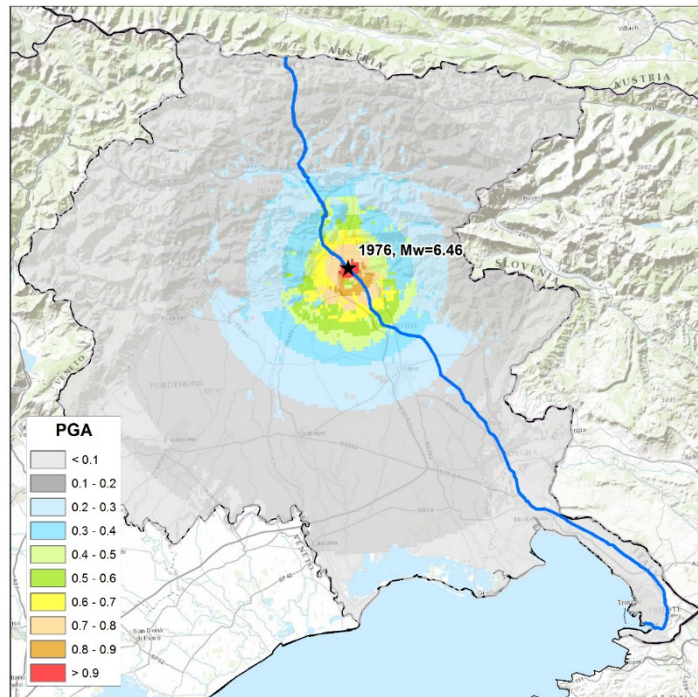


Fig. 4.26: Mappa dello scuotimento in termini di PGA e differenziato per tipo su suolo, calcolato su base deterministica utilizzando il scenario sismico dell'evento del 1976 con $M_w=6.4$ (l'asterisco rappresenta l'epicentro).

In Fig. 4.27 è mostrato il risultato del calcolo dell'Intensità di Arias sulla base del scenario del terremoto del 6 maggio 1976 usando la relazione Sabetta e Pugliese (1996).

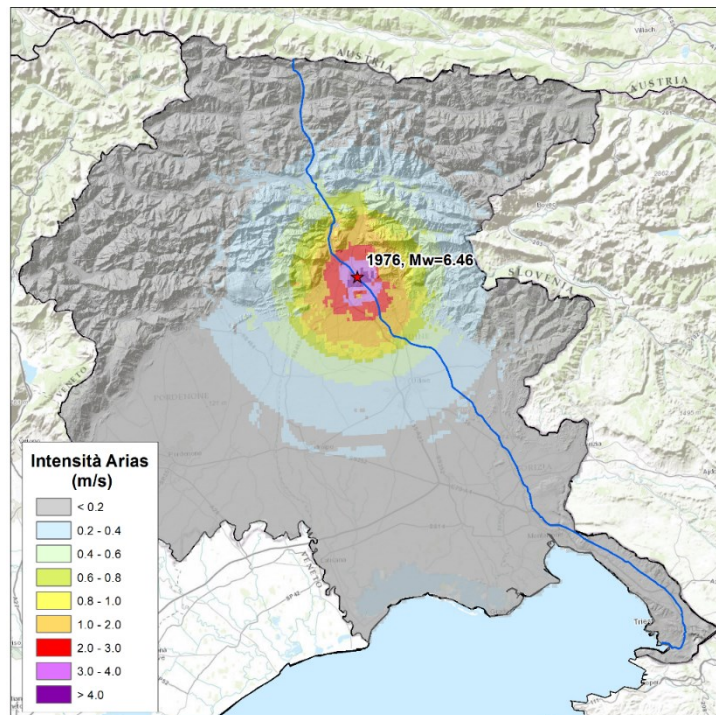


Fig. 4.27: Intensità di Arias usando la relazione Sabetta e Pugliese (1996) per lo scenario sismico del terremoto del 6 maggio 1976.

5 Analisi della deformazione permanente del terreno

In un'analisi di rischio sismico eseguita su scala territoriale di dimensioni regionali è difficile realizzare una raccolta dei dati necessari per eseguire una caratterizzazione geotecnica approfondita sui fenomeni di fagliazione superficiale, liquefazione e frane. Tuttavia la rappresentazione dei rischi geotecnici indotti dai terremoti, che possono causare fenomeni di fagliazione superficiale, liquefazione ed eventi franosi, non può essere trascurato quando si eseguono analisi di rischio sismico. È un dato assodato che dopo un evento sismico la pericolosità associata a tali fenomeni indotti è il secondo fattore di danno agli edifici e alle infrastrutture.

I metodi semplificati utilizzati per la valutazione dei fenomeni di fagliazione superficiale, di liquefazione e indotti da movimenti gravitativi variano a seconda del livello di conoscenze disponibili nell'area di studio. Nel *“Manual for Zonation on Seismic Geotechnical Hazard TC4 (ISSMGE 199)”* i vari metodi disponibili in letteratura sono presentati e classificati in tre differenti livelli: definiti Livello 1, Livello 2 e Livello 3. Tali livelli sono stati classificati sulla base delle conoscenze disponibili e sul tipo di risultato che si vuole ottenere e sono descritte in Tab. 5.1.

	Livello 1	Livello 2	Livello 3
Fagliazione superficiale	Database delle sorgenti sismogeniche individuali (DISS)	Foto aeree Remote sensing	Indagini geotecniche di dettaglio DEM ad altissima risoluzione (LiDAR)
Liquefazione	Catalogo terremoti storici e strumentali Mappa geologica e geomorfologica	Foto aeree Remote sensing	Indagini geotecniche di dettaglio
Fenomeni franosi	Catalogo terremoti storici e strumentali Mappa geologica e geomorfologica	Foto aeree Remote sensing Dati di vegetazione e precipitazione	Indagini geotecniche di dettaglio
Scala delle mappe	1:1,000,000—1:50,000	1:100,000-1:10,000	1:25,000-1:5,000

Tab. 5.1: Utilizzo dei dati per i tre livelli di zonazione.

Nel caso in esame, sulla base delle conoscenze e informazioni legate allo studio di mappe geologiche e geomorfologiche di dettaglio, è stato possibile valutare il livello 2. Abbiamo utilizzato il metodo HAZUS (FEMA 2003), che raccoglie al suo interno diverse

procedure di calcolo, e permette di valutare la probabilità di liquefazione e di frana e il conseguente spostamento permanente del terreno (definito in inglese “*Permanent Ground Displacements*” - PGD). In Tab. 5.3 e Tab. 5.4 sono schematizzati i passaggi, che verranno ampiamente descritti nei capitoli successivi, da seguire per poter effettuare la valutazione di liquefazione e di frana tramite il metodo HAZUS (FEMA 2003) e i relativi risultati che si possono ottenere.

Fagliazione superficiale	Metodo	Risultato
Spostamento Permanente del Terreno (PGD)	Well e Coppersmith (1994)	Dislocazione (m)

Tab. 5.2: HAZUS (FEMA 2003): metodo e risultato ottenibili per la valutazione della fagliazione superficiale.

Liquefazione		Metodo	Risultato
Susceptibilità alla liquefazione		Youd e Perkins (1978)	Valutazione qualitativa
Probabilità di liquefazione		Liao et al. (1988)	P [L PGA]
Spostamento Permanente del Terreno (PGD)	Lateral spread	Seed e Idriss (1982)	Dislocazione (cm)
	Ground settlements	Tokimatsu e Seed (1987)	

Tab. 5.3: HAZUS (FEMA 2003): metodi e risultati ottenibili per la valutazione della liquefazione.

Fenomeno franoso	Metodo	Risultato
Susceptibilità alla frana	Wilson e Keefer (1985)	Valutazione qualitativa
Probabilità di frana	Wieczorek et al. (1985)	P [L PGA]
Spostamento Permanente del Terreno (PGD)	Ambreseys e Menu (1988) Jibson (2007) - PGA Jibson (2007) - la	Dislocazione (cm)

Tab. 5.4: HAZUS (FEMA 2003): metodi e risultati ottenibili per la valutazione dei fenomeni franosi.

5.1 Faglia attiva e capace

5.1.1 Introduzione

Una faglia è una discontinuità tra due porzioni di crosta terrestre lungo la quale si possono verificare movimenti relativi. Principali tipi di faglie sono: le faglie normali, in cui il movimento avviene perpendicolarmente alla direzione della superficie di faglia con uno spostamento verso il basso del tetto rispetto al letto ed hanno generalmente un'inclinazione di 50-70° (vedi Fig. 5.1a); le faglie trascorrenti, in cui il movimento avviene lungo la direzione della superficie di faglia e presentano la superficie di scorrimento verticale o molto inclinata (vedi Fig. 5.1b); le faglie inverse, in cui il movimento avviene perpendicolarmente alla direzione della superficie di faglia con uno spostamento verso l'alto del tetto rispetto al letto. Queste ultime se hanno un'inclinazione minore di 45°, vengono definiti sovrascorrimenti (vedi Fig. 5.1c e d)

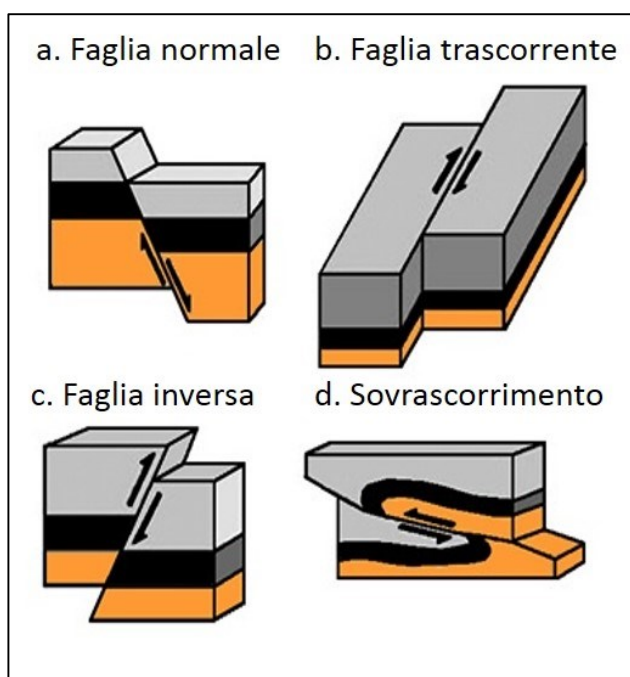


Fig. 5.1: Classificazione dei tipi di faglia: a) faglia normale; b) faglia trascorrente; c) faglia inversa; d) sovrascorrimento (faglia inversa a basso angolo $\leq 45^\circ$).

La definizione di faglia attiva, invece, è più problematica in quanto in letteratura esistono molteplici definizioni a causa del notevole interesse in campo applicativo. Bonilla (1970) definisce faglia attiva quella faglia che si è mossa nel passato recente e potrebbe muoversi nel futuro prossimo; per "passato recente" l'autore intende un tempo indefinito nel quale molti

geologi includono almeno l'Olocene (11.700 anni); per "futuro prossimo" si intende un intervallo temporale nell'ordine della vita utile di strutture ingegneristiche. Castaldini e Ilies (2004) definiscono attive le faglie che si sono mosse ripetutamente in tempi geologici recenti o che hanno possibilità di movimenti attuali o futuri. Sulla base invece degli studi di microzonazione sismica italiana (ICMS- Gruppo di lavoro MS, 2008) è considerata attiva una faglia che si è attivata almeno una volta negli ultimi 40.000 anni (parte alta del Pleistocene superiore), limite basato sul metodo del radiocarbonio.

Si intende invece faglia capace, una faglia attiva che può generare fagliazione superficiale, creando una frattura e conseguente dislocazione del terreno (*surface fault rupture*). Per la IAEA (2010) viene definita capace una faglia attiva che ha determinato la rottura della superficie topografica negli ultimi 20 mila anni.

Muir Wood e Mallard (1992) hanno constatato che i regimi tettonici hanno differenti caratteristiche in diverse parti del mondo e questi si manifestano attraverso differenti tassi di deformazione e conseguenti diversi periodi di ritorno di attivazione delle faglie. Questi aspetti condizionano la scelta dell'intervallo di tempo usato per stabilire se la faglia è attiva o inattiva. Sulla base di tale indicazioni Galadini et al. (2012) hanno valutato l'intervallo di tempo di attività delle faglie attive in Italia, differenziando il territorio italiano in due domini tettonici:

- il dominio compressivo lungo il margine meridionale della catena alpina e il margine settentrionale e nord-orientale degli Appennini che si caratterizzano per l'attività di faglie inverse e sovrascorrimenti ciechi. In questo caso l'evidenza geomorfologica e subsuperficiale di attività recente suggerisce che faglie inverse e sovrascorrimenti ciechi devono essere considerati attivi e potenzialmente capaci se mostrano evidenze di attività durante il Quaternario (negli ultimi 2.6 milioni di anni), a meno che informazioni disponibili documentino la loro inattività almeno dall'ultima glaciazione, ossia circa 20 mila anni fa;
- il dominio estensionale degli Appennini e della regione calabrese che si caratterizzano per l'attività di faglie normali. In questo caso, una faglia normale nel dominio estensionale italiano dovrebbe essere considerata attiva se mostra segni di attivazione negli ultimi 0.8 milioni d'anni, salvo che informazioni geologiche disponibili mostrino che l'attività si sia conclusa nel tardo Quaternario, ma comunque non più giovani dell'ultima glaciazione, ossia circa 20 mila anni fa come nel dominio compressivo.

È bene, comunque, sottolineare che attualmente non esiste una definizione univoca né di faglia attiva né di faglia capace universalmente accettata né una metodologia per la loro

identificazione. Quest'ultima solitamente avviene tramite l'utilizzo delle immagini della superficie topografica (satellite, radar, DEM) oppure da un'analisi geologico-strutturale e geomorfologica.

Un tipico esempio di fagliazione superficiale registrato negli ultimi anni è stato quello avvenuto a seguito del terremoto in Alaska del 3 novembre 2002 di magnitudo 7.9. Tale terremoto ha causato la rottura di 341 km di superficie sviluppata su un sistema di tre faglie principali (Susitna Glacier, Denali, Totschunda). Lungo i 226 km di rottura della faglia trascorrente Denali è stato registrato uno spostamento orizzontale compreso tra 4.5 e 8.8 m. In Fig. 5.2 è mostrata una porzione di dislocazione superficiale della faglia Denali.



Fig. 5.2: Esempio di dislocazione superficiale causata dalla faglia Denali.

Fortunatamente non si è verificato nessun ferito o morto in quanto il terremoto si è verificato in una zona con bassa densità abitativa; ha però intersecato la condotta di petrolio greggio (Fig. 5.3) chiamata Trans Alaska Pipeline (TAP) senza però recare danno alla struttura in quanto, in corrispondenza della faglia trascorrente e per una lunghezza di 600 m la condotta è supportata ogni 20 m da "traversine" (Fig. 5.4) che hanno consentito ampi movimenti orizzontali della condotta. Il concetto che sta alla base di questa progettazione consiste nel permettere un adeguato movimento laterale della condotta per adattare una possibile dislocazione laterale causata dal movimento della faglia.



Fig. 5.3: Tracciato della faglia Denali in corrispondenza dell'incrocio con la condotta del TAP. Il tratto della linea evidenziata in giallo e con la lettera A localizza la zona in cui si sono verificati danni agli alberi lungo la faglia (vedi Fig. 5.5).



Fig. 5.4: Particolare della TAP con in evidenza le “traversine” in cui la TAP può adattarsi al movimento orizzontale della faglia.



Fig. 5.5: Danni agli alberi osservati lungo il tracciato della faglia Denali in corrispondenza dell'incrocio con la TAP (tratto A di Fig. 5.3).

Le faglie capaci possono produrre notevoli danni strutturali in aggiunta a quelli prodotti dalla deformazione transiente del terreno a seguito del passaggio delle onde sismiche, come nel caso del danno all'acquedotto causato da una faglia capace (del tipo normale) avvenuto a seguito del terremoto dell'Aquila del 6 aprile 2009 di magnitudo 6.0. Il terremoto ha provocato, in zona Tempera-Paganica, una rottura verticale di 15 cm che ha prodotto una dislocazione della tubazione interrata e la conseguente fuoriuscita dell'acqua ad alta pressione; quest'ultima ha causato il franamento di centinaia di metri cubi di ghiaie (vedi Fig. 5.6).



Fig. 5.6: Effetti della fagliazione superficiale sulla condotta interrata causata da una dislocazione verticale generata dalla faglia di Paganica. In rosso il tracciato della faglia mentre la freccia evidenzia la zona della rottura della condotta.

A seconda del tipo di faglia varia il tipo di deformazione: nella faglia trascorrente il movimento è prevalentemente orizzontale e le deformazioni sulla condotta continua avvengono a causa di sforzi di compressione o tensione a seconda dell'angolo tra la faglia e la tubazione; mentre nelle faglie normali e inverse lo spostamento predominante è verticale. Nella faglia normale la deformazione della condotta è principalmente dovuta a sforzi di tensione mentre nella faglia inversa la condotta subisce deformazione causata principalmente da sforzi compressivi.

Nel caso della progettazione di una condotta interrata è, inoltre, fondamentale avere un'accurata precisione nella localizzazione delle faglie capaci che possono intersecare il

percorso della condotta. Infatti, se per le analisi regionali di scuotimento del terreno prodotto da terremoti sono permesse basse precisioni nella localizzazione delle faglie, nel caso invece dell'analisi della fagliazione superficiale basse precisioni sono inaccettabili. La posizione della possibile rottura della faglia deve essere localizzata con la massima precisione possibile e con un'accuratezza che si aggiri attorno a 20-50 m (Mattiozzi e Strom, 2008). La localizzazione di una faglia capace può essere fornita mediante evidenze dirette di recente attività delle faglie (tracce di superfici di faglie che dislocano sedimenti del tardo Pleistocene – Olocene). Un esempio, riguardante sempre il terremoto dell'Aquila del 2009, è mostrato in Fig. 5.7 dove la faglia di Paganica disloca un paleosuolo causando uno spostamento di circa 50 cm in prossimità di un acquedotto (Fig. 5.6). Pertanto l'individuazione, la localizzazione e la cinematica di queste faglie capaci sono di estrema importanza ai fini della gestione e pianificazione dell'uso del territorio.



Fig. 5.7: Particolare della faglia di Paganica che disloca un paleosuolo marrone geologicamente molto recente che ha provocato uno spostamento di circa 50 cm.

5.1.2 Identificazione delle faglie attive nell'area di studio

La regione Friuli Venezia Giulia si inquadra geologicamente nelle Alpi meridionali orientali che sono una catena sud-vergente in attività dal Miocene medio ad oggi, prodotta dalla convergenza della microplacca Adria verso la placca Europea, e testimoniata anche dall'attività sismica in atto.

Per lo studio in esame è stata svolta un'analisi bibliografica sulle possibili faglie capaci presenti nell'area in oggetto e sui possibili effetti superficiali a causa di terremoti passati. Nelle note illustrative della carta geologica a scala 1:50000 di Gemona, a cura di Zanferrari et al. (2013), l'area carnico-friulana è stata suddivisa in quattro settori con caratteristiche

sismotettoniche omogenee dal punto di vista tettonico e sulla base della distribuzione degli epicentri e delle tipologie dei meccanismi focali:

- **Prealpi Giulie:** sulla base degli studi di Slejko et al. (1999) è la zona in cui sono presenti gli epicentri del terremoto del 6 maggio 1976 e delle successive repliche. In tale zona i terremoti hanno un meccanismo focale tipo faglia inversa con superfici da basso a medio angolo e orientati prevalentemente tra E-W e WNW-ESE, cioè con orientazione alpina.
- **Prealpi Carniche:** anche in quest'area i terremoti hanno meccanismo inverso con piani a medio basso angolo orientati a ENE-WSW, ma hanno magnitudo più bassa rispetto a quella delle Prealpi Giulie (terremoto di Claut 27/02/1996 $M_w=4.2$ e del 13/04/1996 $M_w=4.6$).
- **Carnia:** quest'area invece è caratterizzata da meccanismi di tipo trascorrente e la magnitudo massima osservata è quella del terremoto di Tolmezzo del 1928 di $M_w=5.8$.
- **Slovenia occidentale:** sistema di faglie a movimento trascorrente con orientazione dinarica al confine italo-sloveno, con terremoti storici che hanno dato notevoli risentimenti anche nell'area friulana.

L'evoluzione tettonica plio-quadernaria dell'area in esame è data dal sistema di sovrascorrimenti ciechi sepolti al margine dei rilievi di Arba-Ragogna, Susans-Tricesimo e Buia e da quelli presenti sotto la pianura friulana.

Aoudia et al. (2000), sulla base delle rilocalizzazioni dei terremoti del 1976, dei modelli digitali di elevazione ad alta risoluzione e dei rilievi di campagna, hanno collegato gli effetti di superficie individuati (Ambraseys, 1976) a nord del monte Susans e paralleli alla sua direzione ($N120^\circ$) per una lunghezza di 500 m, a un meccanismo di deformazione del tipo "*flexural-slip folding*", congruente con la presenza di una faglia cieca immergente verso nord e confermato da rilevamenti di campagna in cui sono stati individuati numerosi movimenti lungo i piani di stratificazione. Secondo tali autori, tali effetti in superficie sarebbero collegabili a una faglia inversa ad alto angolo immergente verso sud che disloca le sabbie mioceniche; gli Autori hanno interpretato tale faglia come un "*backthrust*" al di sopra di una faglia cieca immergente a nord (vedi Fig. 5.8). Pertanto, hanno proposto un modello per il terremoto del Friuli 1976 consistente in una piega connessa ad una faglia che evolve da cieca, sotto le strutture del basamento del monte Bernadia e del monte Buia, a semi-cieca, sotto la struttura neogenica del monte Susans e che finisce nella piega di Ragogna (vedi Fig. 5.9).

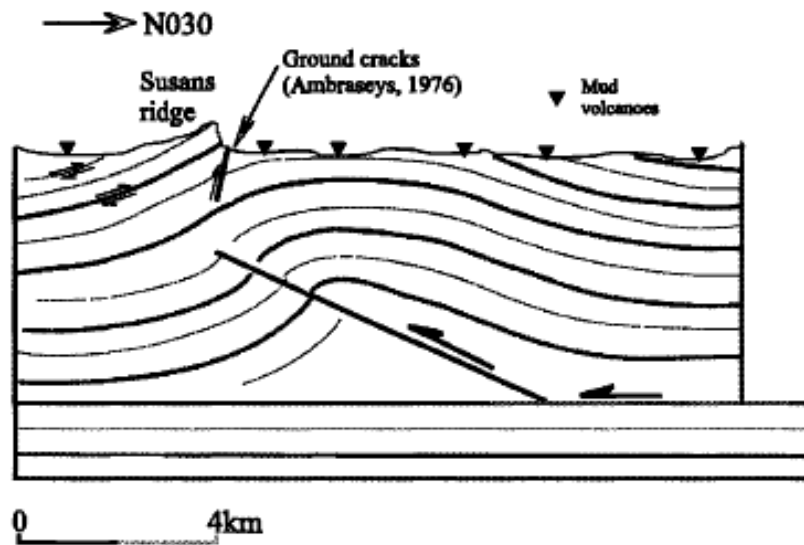


Fig. 5.8: Modello di interpretazione delle rotture superficiali individuate a nord del monte Susans che sono probabilmente l'espressione superficiale di una faglia che si propaga come una piega associata alla rampa di un sovrascorrimento cieco. La piega produce uno scorrimento sui piani di stratificazione con un processo di "*flexural-slip folding*". La profondità è derivata da studi di sismica a riflessione (AGIP, 1959; Amato et al., 1976).

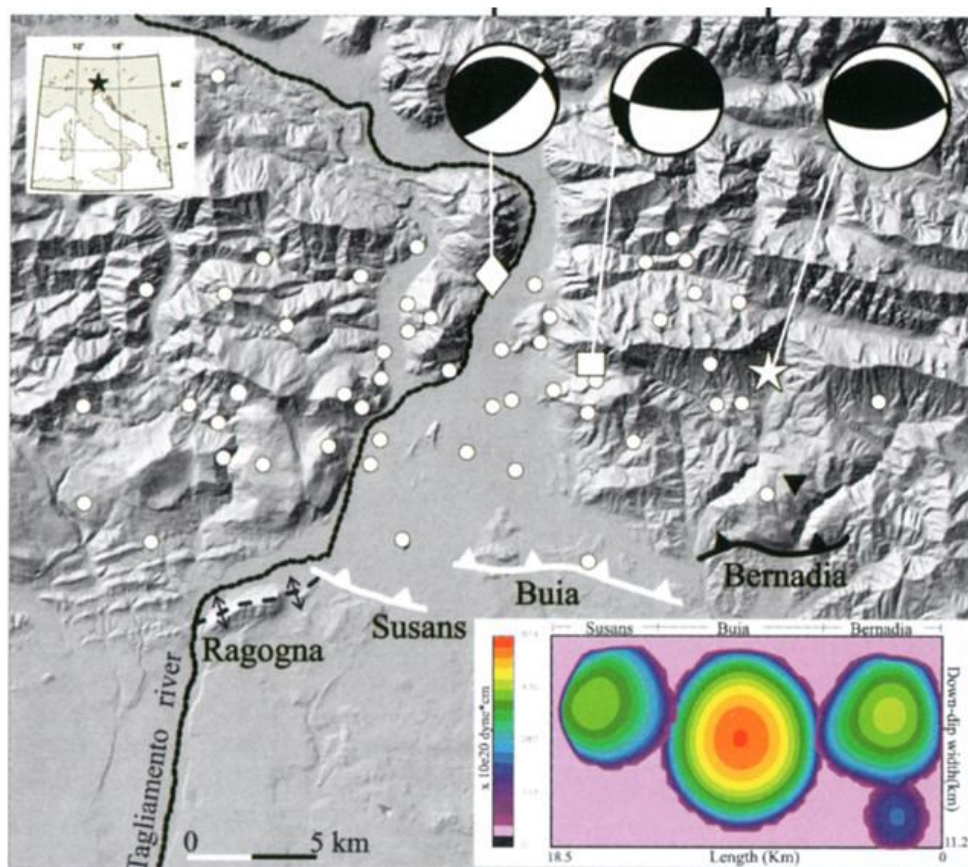


Fig. 5.9: Modello di faglia del terremoto del Friuli 06/05/1976 proposto da Aoudia et al. (2000). Le linee bianche sono la proiezione superficiale del top delle faglie inverse cieche mentre la linea nera tratteggiata corrisponde a una faglia inversa emergente.

Recenti studi (Galadini et al. 2005, Burrato et al. 2008, Poli et al. 2008) svolti in corrispondenza della catena sudalpina orientale hanno individuato la presenza di faglie potenzialmente capaci di generare terremoti di $M \geq 6.0$. Le procedure adottate per l'identificazione dei segmenti di faglia attiva sono stati:

- rilevamento geologico e geomorfologico al fine di definire evidenze superficiali di attività recente;
- rilevamento strutturale del terreno tramite dati geodetici e sismologia strumentale al fine di ottenere il valore di rake (angolo di scivolamento);
- dati geofisici come l'interpretazione delle prospezioni di sismica a riflessione per ottenere la geometria profonda delle faglie;
- datazioni geocronologiche per ottenere lo slip rate.

Nel presente studio sono stati analizzati due segmenti di faglie attive derivate dallo studio di Poli et al. (2008): il sovrascorrimento Susans-Tricesimo (ST) e il sovrascorrimento Medea (MD), in quanto la loro proiezione superficiale potrebbe intersecare la tubazione interrata della TAL (vedi Fig. 5.10).

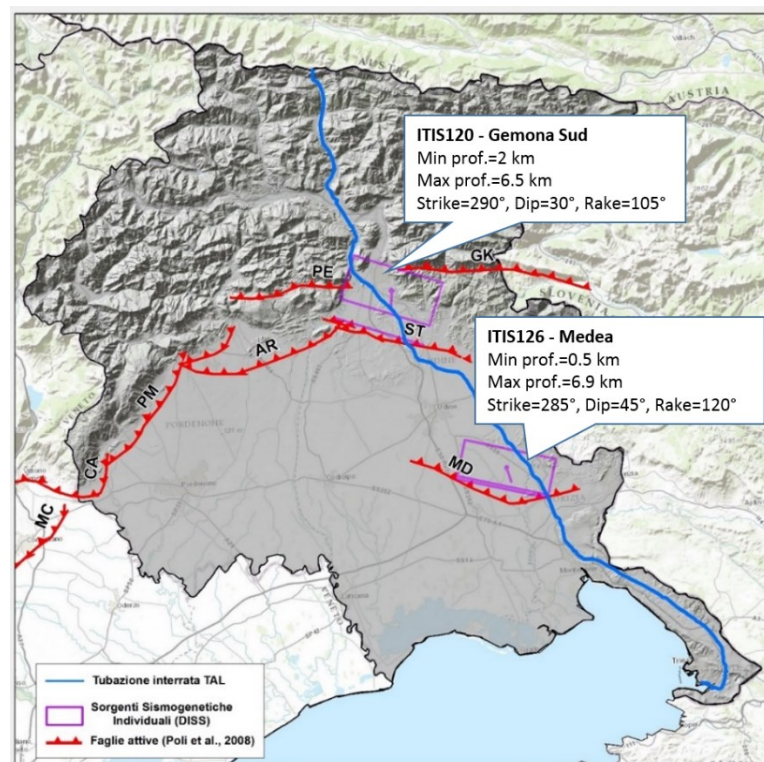


Fig. 5.10: In rosso le faglie attive estratte dallo studio di Poli et al. (2008): ST - Susans-Tricesimo e MD – Medea; in viola le due sorgenti sismogenetiche individuali del DISS: ITIS120 Gemona Sud e ITIS126 Medea. In blu è rappresentato il percorso dell'oleodotto TAL.

In Tab. 5.8 sono mostrati i parametri delle due sorgenti individuali compilati da Burrato e Galadini nell'ambito del progetto DISS:

Cod	Nome	Lungh (km)	Largh (km)	Depth Min Max	Strike	Dip	Rake	Slip per event	Slip rate	Max M _w
ITIS120	Gemona Sud	16	9	2 6.5	290	30	105	1.32	0.1 1.15	6.5
ITIS126	Medea	16	9	0.5 6.9	285	45	120	1	0.1 0.28	6.4

Tab. 5.5: Parametrizzazione delle due sorgenti individuali del DISS presi in esame.

La direzione della sorgente Gemona sud è stato scelto in accordo all'orientazione generale delle strutture tettoniche e con l'orientazione media dei piani nodali dei meccanismi focali del terremoto del 6 maggio 1976; l'inclinazione è in accordo con la geometria del sovrascorrimento cieco, derivato dai risultati dei profili sismici e anche dalla distribuzione delle repliche successive al terremoto del 6 maggio 1976; il "rake" è stato derivato dai meccanismi focali da Pondrelli et al. (2001); la minima e la massima profondità rispettivamente di 2 e 6.5 km sono basate sulle osservazioni in campo lontano (Cipar, 1980), dalle distribuzioni delle repliche e dalle osservazioni geologiche. Il sovrascorrimento Susans-Tricesimo, modellato dal DISS come sorgente individuale Gemona sud, è considerato da molti Autori (Peruzza et al. 2002, Poli et al. 2002, Galadini et al. 2005) il responsabile del terremoto del 6 maggio 1976 ($M_w=6.46$). Inoltre il rilevamento geologico a seguito al terremoto del 6 maggio 1976 ha permesso di identificare evidenze di rotture superficiali che sono state diversamente interpretate: Bosi et al. (1976) le hanno interpretate come fagliazione superficiale mentre Cavallini et al. (1977) come movimenti d'instabilità gravitativa. Anche Ambraeseys (1976) ha confermato che non ci sono evidenze che il terremoto del 1976 sia associato a fenomeni di fagliazione superficiale e che le deformazioni del terreno originariamente sospettate di essere di origine tettonica siano dovute a fenomeni franosi, come confermato anche dal fatto che i modelli di fratture trovate in molte aree non sono allineati con le faglie sia principali che secondarie.

La geometria e la direzione della sorgente di Medea sono state prese dal lavoro di Galadini et al. (2005), modificati secondo Poli et al. (2006). La sorgente di Medea è uno dei sovrascorrimenti che deformano la pianura friulana orientale, l'attività di questa faglia è testimoniata dalla deformazione dei depositi nel periodo dell'ultima glaciazione sulla base dell'interpretazioni delle linee sismiche. L'evidenza dell'attività dei sovrascorrimenti presenti nel sottosuolo della pianura friulana è in contrasto con la mancanza di sismicità storica e strumentale di questa zona.

In Fig. 5.11 sono mostrate le rappresentazioni tridimensionali delle due sorgenti sismogeniche DISS sulla base dei parametri della Tab. 5.5.

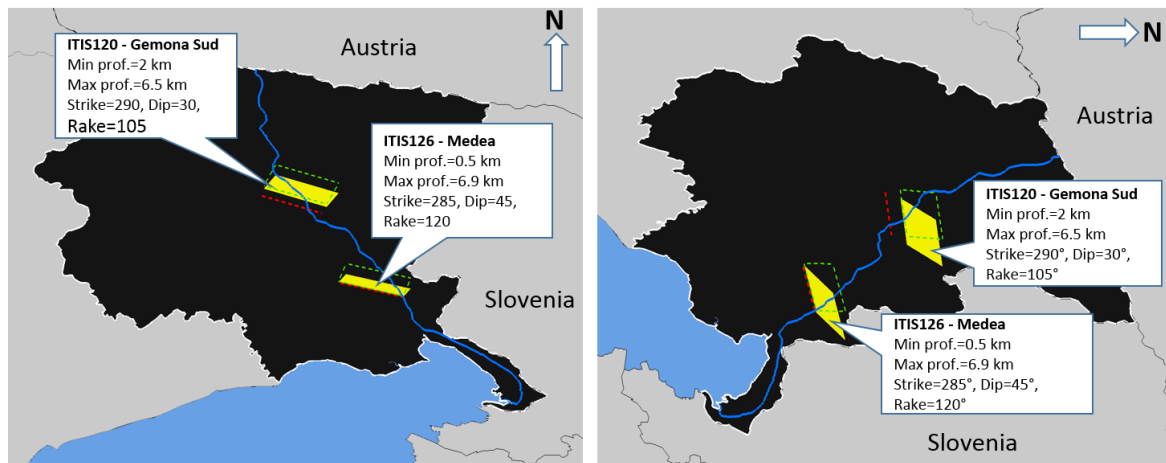


Fig. 5.11: Rappresentazione tridimensionale delle due sorgenti del DISS (poligono giallo): ST=Susans-Tricesimo e la MD=Medea, sulla base dei parametri di Tab. 5.5. Il perimetro tratteggiato in verde rappresenta la proiezione della sorgente in superficie mentre la linea rossa tratteggiata rappresenta la proiezione della faglia in superficie, in blu è rappresentato il percorso della condotta.

5.1.3 Spostamento permanente del terreno

Nel presente lavoro è stata utilizzata la metodologia HAZUS che usa, per la stima dello spostamento del terreno causato da fagliazione superficiale, la relazione empirica (Eq. 5.1) sviluppata da Wells e Coppersmith (1994) tra lo spostamento massimo superficiale della faglia (MD espresso in metri) e la magnitudo momento (M_w) del terremoto basata su 43 terremoti californiani:

$$\log_{10}(MD) = a + b * M_w$$

Eq. 5.1

dove a e b sono delle costanti che dipendono dalla cinematica della faglia.

Equazione	Tipo Faglia	a	b	σ
$\log_{10}(MD) = a + b * M_w$	Trascorrente	-7.03	1.03	0.34
	Inversa	-1.84	0.29	0.42
	Normale	-5.90	0.89	0.38
	Indifferenziata	-5.46	0.82	0.42
$\log_{10}(AD) = a + b * M_w$	Normale	-6.32	0.90	0.28
	Inversa	-0.74	0.08	0.38
	Trascorrente	-4.45	0.63	0.33
	Indifferenziata	-4.8	0.69	0.36

Tab. 5.6: Coefficienti di regressioni della relazione di Wells e Coppersmith (1994) per la stima dello spostamento massimo (MD) e medio (AD).

La relazione sviluppata da Wells e Coppersmith (1994) è basata su un insieme di dati empirici per tutti e tre tipi di faglie (inversa, diretta e trascorrente). In Tab. 5.6 sono riportati i coefficienti di regressione “a” e “b” e la deviazione standard, differenziati per lo spostamento massimo e medio e a sua volta per il tipo di faglia. La relazione ipotizza che la massima dislocazione può avvenire in qualsiasi punto lungo la faglia anche se è risaputo, tuttavia, che lungo la superficie di rottura lo spostamento ha una significativa variabilità con gli spostamenti maggiori presenti tipicamente in piccole porzioni (Storm, 2009).

Relativamente alle due faglie attive prese in considerazione non ci sono evidenze di fagliazione superficiale, ma solo una possibile rottura dovuta a faglie secondarie, in questo caso il “*backthrust*” descritta da Aoudia et al. (2000), generato in concomitanza della sorgente del terremoto del 6 maggio 1976. Tali faglie secondarie, pur non essendo sismogeniche possono produrre effetti di danneggiamento aggiuntivi a quelli prodotti dal passaggio delle onde sismiche: anche piccoli spostamenti del piano di faglia in superficie possono produrre localmente danni strutturali come per il caso della faglia di Paganica durante il terremoto dell’Aquila, già descritta in precedenza.

Le due sorgenti individuali del DISS prese in esame sono state modellate da Burrato e Galadini come faglie cieche, cioè senza possibilità che la faglia sismogenica, responsabile del terremoto, abbia anche un’espressione superficiale. Sulla base dei fenomeni sismici del passato, la probabilità di rottura delle due faglie considerate lungo il percorso della tubazione è bassa: per restare cautelativi abbiamo considerato lo scenario peggiore, cioè la possibilità di

rottura in un qualsiasi punto della proiezione superficiale del loro piano di faglia ed abbiamo calcolato lo spostamento permanente medio e massimo sulla base della relazione di Wells e Coppersmith (1994).

Nel caso in esame abbiamo utilizzato i coefficienti di regressione della Tab. 5.6 per il tipo di faglia inversa, ed abbiamo ottenuto uno spostamento medio di 0.60 m per Gemonà sud e 0.59 m per Medea, mentre lo spostamento massimo è stato di 1.08 m per Gemonà sud e 1.04 m per Medea. Le due sorgenti DISS hanno la medesima dimensione geometrica e, pertanto, rimane associato un terremoto di magnitudo quasi equivalente; pertanto abbiamo ottenuto valori dello spostamento medio e massimo quasi identici (vedi Tab. 5.7). In Fig. 5.12 è mostrato, con un rettangolo giallo, le aree ipotizzate di possibile rottura dovuta a fagliazione superficiale; eseguendo poi, tramite una procedura GIS, un'intersezione tra tale area e il percorso della tubazione (linea blu) abbiamo ottenuto il segmento di tubazione che potrebbe subire uno spostamento (linea nera), quantificato precedentemente dalla relazione di Wells e Coppersmith (1994).

Sorgenti Individuali DISS	M_w	MD (m)	AD (m)
Gemonà sud	6.46	1.08 +/- 0.42	0.60 +/- 0.38
Medea	6.40	1.04 +/- 0.42	0.59 +/- 0.38

Tab. 5.7: Risultati dello spostamento massimo (MD) e medio (AD) per le due sorgenti individuali del DISS, Gemonà sud e Medea.

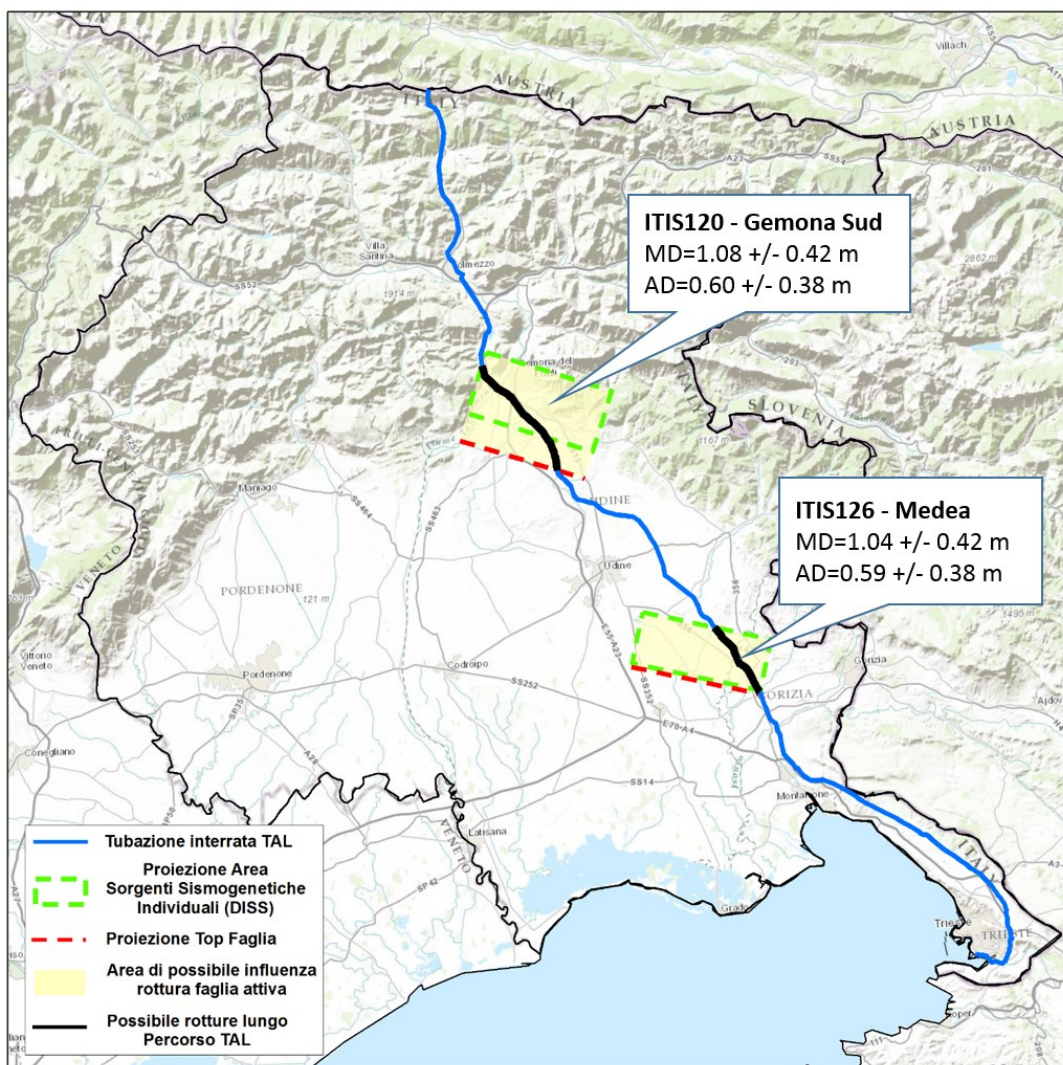


Fig. 5.12: Il rettangolo giallo include la proiezione del piano di faglia in superficie e la proiezione del top della faglia rappresentato dalla linea rossa tratteggiata che rappresenta l'ipotetica zona di possibile rottura superficiale della faglia. Dall'intersezione di tale area con la linea che rappresenta il percorso della tubazione, ottengo, tramite una procedura GIS, il segmento di tubazione che potrebbe essere interessato da una dislocazione del terreno quantificato dalla relazione di Well e Coppersmith (1994).

Per la progettazione per l'oleodotto Trans-Alaska che interseca la faglia Denali è stato utilizzato i 2/3 dello spostamento massimo previsto. Quest'approccio è stato giudicato soddisfacente, infatti a seguito del terremoto avvenuto nel 2002 dovuto all'attivazione della faglia Denali, in corrispondenza del sito dell'oleodotto TAP si è registrato una dislocazione di 5.8 m, in fase di progettazione era stato proposto uno spostamento di 6 m, lo spostamento massimo registrato lungo l'intera superficie di rottura è stata intorno ai 9 m (Haeussler et. al., 2004). L'utilizzo del valore di spostamento di progetto dei 2/3 dello spostamento massimo previsto, permette di abbassare le stime troppo cautelative ma nello stesso tempo di fornire

un elevato margine di sicurezza del segmento di tubazione che interseca la faglia. Sarebbe, comunque, opportuno valutare come un valore di spostamento influenzi il costo totale della progettazione, costruzione e gestione inserendo anche i costi di assicurazione; tali stime dovrebbero aiutare a scegliere un valore ottimale di spostamento di progettazione.

Utilizzando i 2/3 dello spostamento massimo previsto otteniamo per le due sorgenti uno spostamento di progetto di 0.7 m, localizzato lungo il percorso della tubazione e rappresentato in Fig. 5.12 dal colore nero; tale valore verrà poi utilizzato nel capitolo 7, in cui si effettuerà il calcolo del rischio di danneggiamento della tubazione a causa di uno spostamento permanente del terreno dovuto a un fenomeno di fagliazione superficiale.

5.2 Liquefazione

5.2.1 Introduzione

La liquefazione è un processo che si verifica a seguito di un evento sismico e in determinate condizioni geologiche, descritte in seguito, che provoca l'annullamento temporaneo della resistenza al taglio del terreno con l'assunzione di un comportamento meccanico tipico dei fluidi. Una descrizione più precisa del fenomeno della liquefazione è stata definita da Youd (1973) come "la trasformazione di materiale granulare che passa da uno stato solido a uno stato liquido come conseguenza dell'aumentata pressione interstiziale prodotta da un forte scuotimento del terreno". Come risultato di questa trasformazione, un terreno solido si trasforma temporaneamente in uno stato liquido che non può più sostenere l'ambiente costruito, come per esempio le condotte sepolte oppure plinti di fondazione di civili abitazioni, pali di fondazioni di strutture portuali e di ponti.

La liquefazione è un fenomeno che avviene in determinati contesti geologici e condizioni idrologiche (Youd, 1973). I requisiti geologici fondamentali perché avvenga un fenomeno di liquefazione sono:

- la natura granulometrica dello strato superficiale (sabbia e sabbia limosa sono particolarmente suscettibili alla liquefazione e il potenziale di liquefazione di un suolo aumenta con il decrescere del contenuto di materiale fine e plastico); in letteratura sono stati osservati anche casi di liquefazione in depositi ghiaiosi vedi ad esempio il caso del terremoto avvenuto nel maggio 1976 in Friuli (Sirovich, 1996);
- età del deposito e sua origine (un deposito di origine fluviale, lacustre, eolica di età olocenica avrà un maggiore suscettibilità alla liquefazione rispetto ad analoghi materiali di età pleistocenica);
- altezza della falda freatica (< 15 m) dal piano di campagna e una condizione necessaria per la liquefazione del suolo è che il deposito abbia almeno l'80-85% di saturazione).

Effetti di liquefazione sono stati osservati a seguito di terremoti di media e alta intensità. Numerose ricerche sono state effettuate sulle conseguenze della liquefazione stimulate anche dai casi registrati; i sistemi di tubazioni sepolti, come un oleodotto, sono stati ampiamente danneggiati da forti terremoti. Per esempio in Giappone nel 1995 a Hyogoken-Nanbu (Kobe, vedi Fig. 5.13) sono stati registrati numerosi danni alle condutture dell'acqua a causa di fenomeni di liquefazione e Toshima et al. (2000) hanno quantificato 1.87 rotture per km. Un

altro esempio di danno causato da fenomeni di liquefazione si è verificato a seguito del terremoto di Tohoku, nella baia di Tokio persino a una distanza epicentrale molto elevata, dell'ordine di 380 - 400 km (Susumu et al. 2012).



Fig. 5.13: Danneggiamenti alla banchina del porto di Kobe a seguito del terremoto avvenuti nel 1995.



Fig. 5.14: Effetti di liquefazione avvenuti a seguito del terremoto di Tohoku.

Nell'ambito del territorio nazionale, l'ISMES ha intrapreso una ricerca mirata di sismica storica che ha portato alla compilazione di un nuovo catalogo dei fenomeni o di indizi di liquefazione avvenuti in occasione dei terremoti in Italia (Galli, 1993). In tale documento è stata elaborata una mappa dell'intero territorio italiano nella quale sono state definite le aree suscettibili di liquefazione (Fig. 5.15).

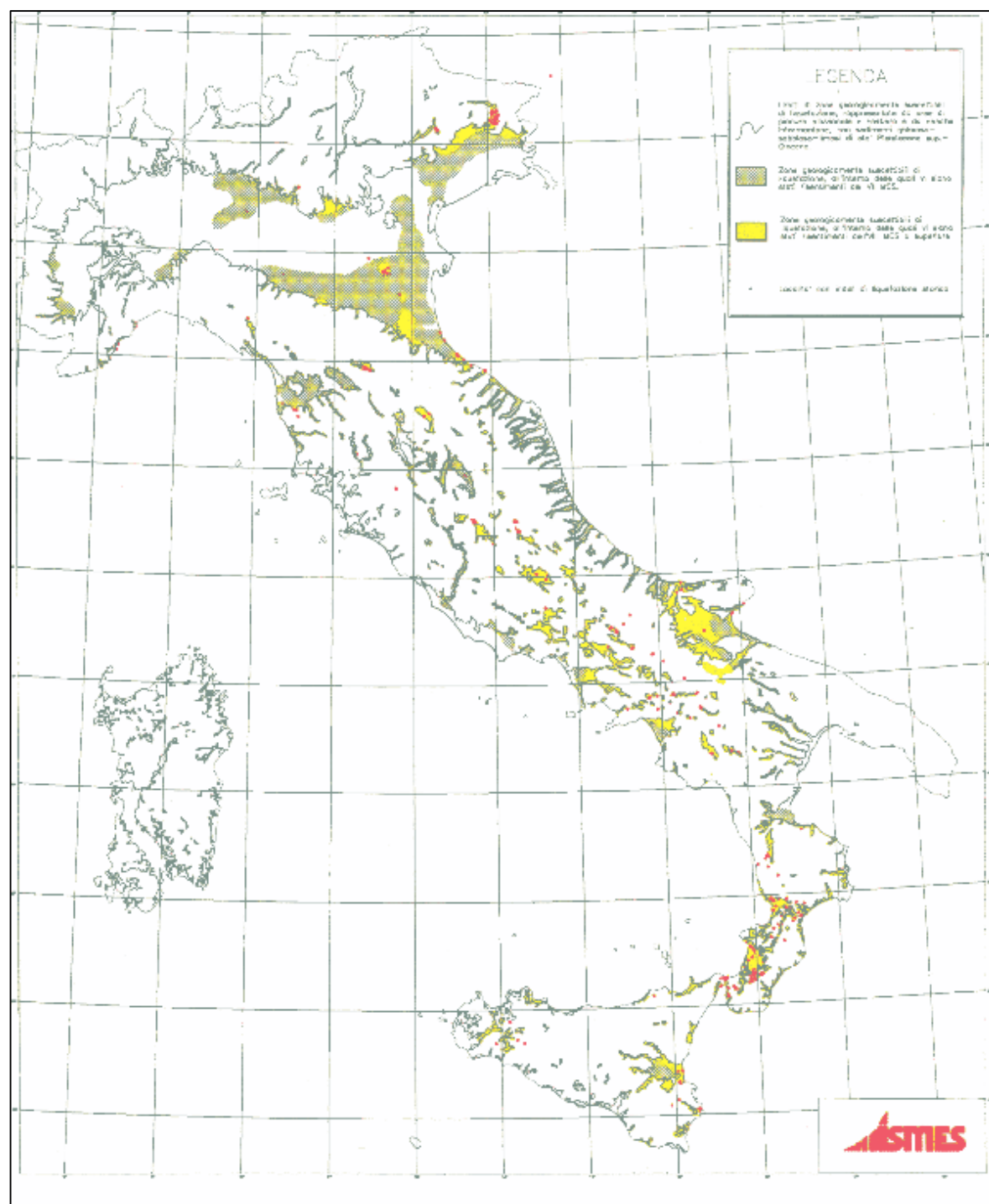


Fig. 5.15: Catalogo Nazionale dei processi di liquefazione avvenuti in Italia (ISMES).

Un esempio verificatosi recentemente in Italia è quanto avvenuto in occasione dei terremoti in Emilia del 20 e 29 maggio 2012 rispettivamente di $M_w=6.1$ e $M_w=6.0$ (CPTI15) che hanno innescato rilevanti effetti deformativi del suolo dovuti ad estesi fenomeni di liquefazione soprattutto verificatesi nelle località di San Carlo e Mirabello, in provincia di Ferrara (Fig. 5.16), dove sono state registrate fessurazioni del terreno con espulsioni di sabbia che hanno raggiunto i 60 cm di altezza (Romeo, 2012).



Fig. 5.16: Fessurazioni del terreno con espulsioni di sabbia in località San Carlo (FE) a seguito dell'evento sismico del 2012 in Emilia.

Youd and Perkinson (1978) hanno identificato tre tipi di “*ground failure*” indotti da fenomeni della liquefazione che, come abbiamo visto possono danneggiare case, ponti, condotte sepolte e altre strutture in modi differenti; questi sono:

- dislocazioni laterali su pendii con bassa pendenza (*lateral spread*);
- cedimento del terreno (*ground settlements*);
- vulcanelli di sabbia con fuoriuscita di terreno liquefatto (*sand boils*) con conseguente subsidenza del terreno.

Dislocazioni laterali (*lateral spreading*)

Rappresentano uno degli effetti indotti da fenomeni di liquefazione, descrivibili come movimenti orizzontali unidirezionali di entità finita che avvengono su suoli a debole pendenza (0.3 – 5 %) alla cui base sono presenti sabbie da sciolte a mediamente addensate e superfici di falda superficiale. Tali spostamenti hanno una direzione da monte verso valle o una parte libera a maggiore acclività, quale la riva di un fiume o una banchina artificiale di un porto associati dalla formazione di fessurazioni. Le dislocazioni laterali sono uno dei maggiori pericoli, in caso di liquefazione, che possono produrre notevoli deformazioni su strutture artificiali tra cui edifici di civile abitazione e strutture e infrastrutture critiche e rilevanti, come condotte sepolte di trasporto energetico, porti e banchine portuali.

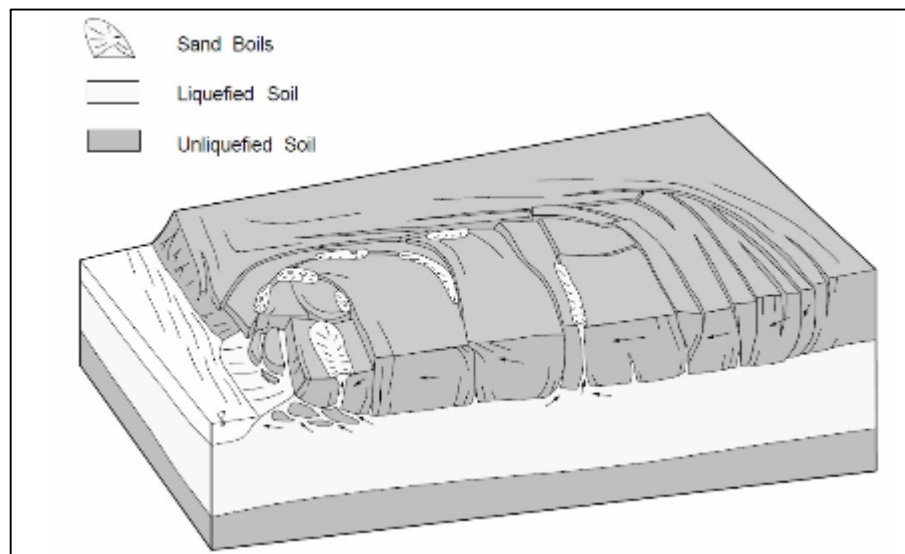


Fig. 5.17: Rappresentazione schematica di una dislocazione laterale a seguito di un terremoto (Varnes, 1978).

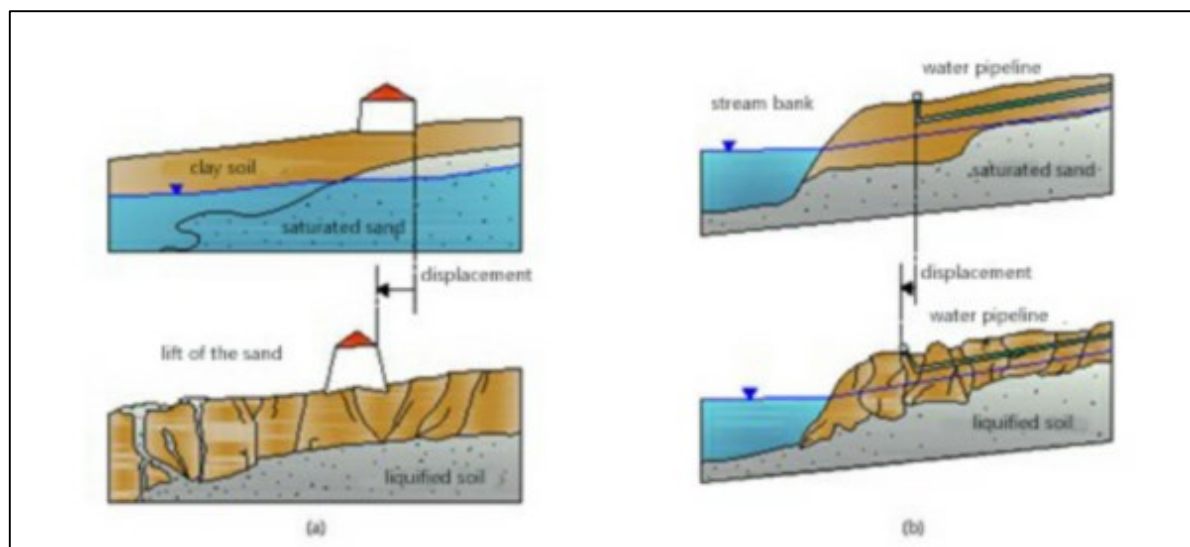


Fig. 5.18: Liquefazione dei suoli sabbiosi e dislocazione laterale di a) suolo in leggera pendenza e b) verso una superficie libera come una riva di un fiume (Rauch 1997).



Fig. 5.19: Notevoli danneggiamenti a una strada di città dovuti a fenomeni di liquefazione che hanno indotto effetti di dislocazione laterale avvenuti a seguito del terremoto di Christchurch del 2011.

Cedimento del terreno (*ground settlement*)

A livello del terreno o intorno ad esso, un evento sismico può indurre un cedimento (*settlement*), che avviene principalmente nei materiali sabbiosi saturi e sono causati da un cambio di volume permanente (*permanent volumetric strain*) come conseguenza della dissipazione delle pressioni dell'acqua nei pori in eccesso. Tali cedimenti indotti dalla densificazione, frequentemente, possono causare notevoli danni alle fondazioni superficiali e alle condotte sepolte a piccole profondità.

Vulcanello di sabbia (*sand boil*)

I fenomeni di liquefazione sono spesso accompagnati dallo sviluppo di vulcanelli di sabbia (*sand boil*). La genesi di tali fenomeni è attribuibile al fatto che, a seguito di un terremoto, lo scuotimento del terreno provoca un eccesso di pressioni neutre che vengono dissipate tramite un flusso verso l'alto dell'acqua interstiziale mista al materiale liquefatto (principalmente sabbia) e il conseguente deposito in superficie, che provoca la morfologia tipica di tali fenomeni a forma conica a basso angolo di piccole dimensioni (da alcuni dm a un paio di metri), denominati vulcanelli di sabbia, come rappresentato in Fig. 5.20.



Fig. 5.20: Schema di formazione di un vulcanetto di sabbia (*sand boil*) a seguito di un evento sismico (Sims and Garvin 1995 modificato da INGV).

Nello studio in oggetto è stata effettuata un'analisi preliminare del potenziale di liquefazione, tramite la raccolta delle informazioni geologiche, geomorfologiche, idrogeologiche e sismologiche dell'area di studio che risulterà un'affidabile punto di partenza per identificare le aree per le quali saranno necessarie analisi più dettagliate di suscettibilità di liquefazione e di deformazione permanente del terreno. In Fig. 5.21 è mostrato lo schema di lavoro concettuale per la caratterizzazione della mappa di suscettibilità e la mappa della probabilità alla liquefazione.

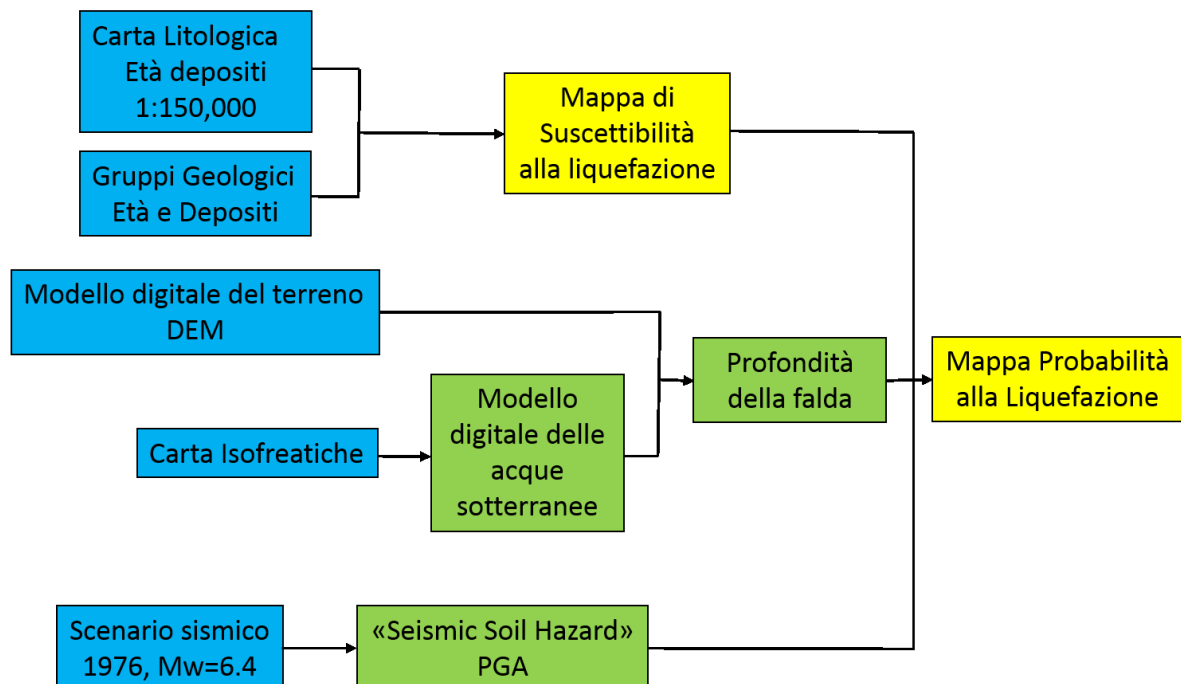


Fig. 5.21: Flusso di lavoro della procedura del calcolo per valutare la suscettibilità alla liquefazione e ottenere la probabilità alla liquefazione.

5.2.2 Suscettibilità alla liquefazione

Scopo di questo capitolo è quello di descrivere il metodo utilizzato per valutare la pericolosità di “ground failure” causata da fenomeni di liquefazione; in Tab. 5.3 è stata descritta la procedura di calcolo basata sul metodo HAZUS (FEMA 2003), la prima procedura proposta è quella di Youd e Parkinson (1978) utilizzata per la costruzione qualitativa della mappa di suscettibilità di liquefazione. Youd e Parkinson (1978) hanno assegnato ai vari tipi di suolo un grado qualitativo di suscettibilità sulla base dell’ambiente sedimentario e dell’età del deposito. Il grado di suscettibilità di Youd e Parkinson (1978) è mostrato in Tab. 5.8. Si evince che i depositi di suoli recenti non consolidati di età Olocenica, come depositi fluviali, depositi alluvionali, depositi deltizi e depositi artificiali localizzati sotto il livello della falda, hanno un’alta o molto alta suscettibilità alla liquefazione. La sabbia e le sabbie limose sono particolarmente suscettibili alla liquefazione. Limo e ghiaia sono anche suscettibili alla liquefazione (Sirovich, 1996).

La fase iniziale della valutazione della pericolosità di liquefazione è quella di caratterizzare le condizioni geologiche di suscettibilità alla liquefazione. La suscettibilità è stata studiata utilizzando le informazioni derivate dalla carta geologica e la classificazione presentata da Youd & Parkinson (1978), mostrata in Tab. 5.8. Nel caso specifico dello studio in oggetto, è stata utilizzata la Carta Geologica della regione Friuli Venezia Giulia a scala 1:150.000 (Fig. 5.22); si tratta di un documento di sintesi geologica dell’intero territorio regionale che fornisce informazioni a scala ben maggiore per il fatto che è stata realizzata su basi di grande dettaglio ed è il risultato dell’assemblaggio e dell’omogeneizzazione di documenti di cartografia geologica già pubblicati con un criterio di revisione critica, avvalorata da sopralluoghi strategici. Al fine di poterla utilizzare come dato di input per la valutazione della suscettibilità alla liquefazione è stata utilizzata la sua versione digitale fornita dal servizio web-GIS IRDAT (Infrastruttura Regionale dei dati Ambientali e Territoriali), dove è stato possibile scaricare i dati delle Unità lito-cronostratigrafiche che compongono la Carta Geologica in formato vettoriale (Fig. 5.23). Per ogni unità geologica sono stati identificati l’età, l’ambiente deposizionale e il tipo di litologia.

Type of Deposit	General Distribution of Cohesionless Sediments in Deposits	Likelihood that Cohesionless Sediments when Saturated would be Susceptible to Liquefaction (by Age of Deposit)			
		< 500 yr Modern	Holocene < 11 ka	Pleistocene 11 ka - 2 Ma	Pre-Pleistocene > 2 Ma
(a) Continental Deposits					
River channel	Locally variable	Very High	High	Low	Very Low
Flood plain	Locally variable	High	Moderate	Low	Very Low
Alluvional fan and plain	Widespread	Moderate	Low	Low	Very Low
Marine terraces and plains	Widespread	---	Low	Very Low	Very Low
Delta and fan-delta	Widespread	High	Moderate	Low	Very Low
Lacustrine and playa	Variable	High	Moderate	Low	Very Low
Colluvium	Variable	High	Moderate	Low	Very Low
Talus	Widespread	Low	Low	Very Low	Very Low
Dunes	Widespread	High	Moderate	Low	Very Low
Loess	Variable	High	High	High	Unknown
Glacial till	Variable	Low	Low	Very Low	Very Low
Tuff	Rare	Low	Low	Very Low	Very Low
Tephra	Widespread	High	High	?	?
Residual soils	Rare	Low	Low	Very Low	Very Low
Sebka	Locally variable	High	Moderate	Low	Very Low
(b) Coastal Zone					
Delta	Widespread	Very High	High	Low	Very Low
Esturine	Locally variable	High	Moderate	Low	Very Low

Beach High Wave Energy	Widespread	Moderate	Low	Very Low	Very Low
Beach Low Wave Energy	Widespread	High	Moderate	Low	Very Low
Lagoonal	Locally variable	High	Moderate	Low	Very Low
Fore shore	Locally variable	High	Moderate	Low	Very Low
(c) Artificial					
Uncompacted Fill	Variable	Very High	---	---	---
Compacted Fill	Variable	Low	---	---	---

Tab. 5.8: Depositi sedimentari suscettibili alla liquefazione (Youd e Perkinson, 1978). Sono stati evidenziati con i colori i vari gradi di suscettibilità dei depositi sedimentari utilizzati nel caso studio.

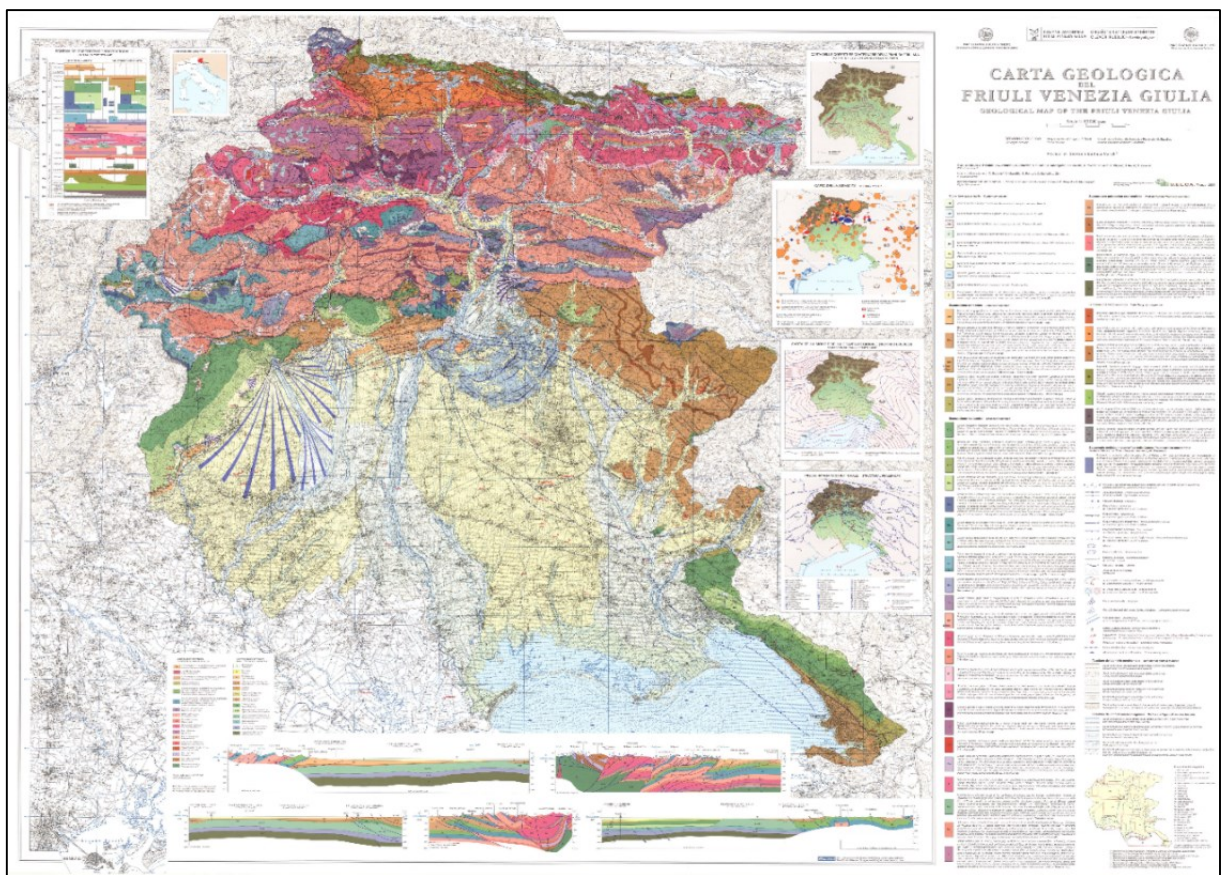


Fig. 5.22: Carta Geologica del Friuli Venezia Giulia alla scala 1:150.000.

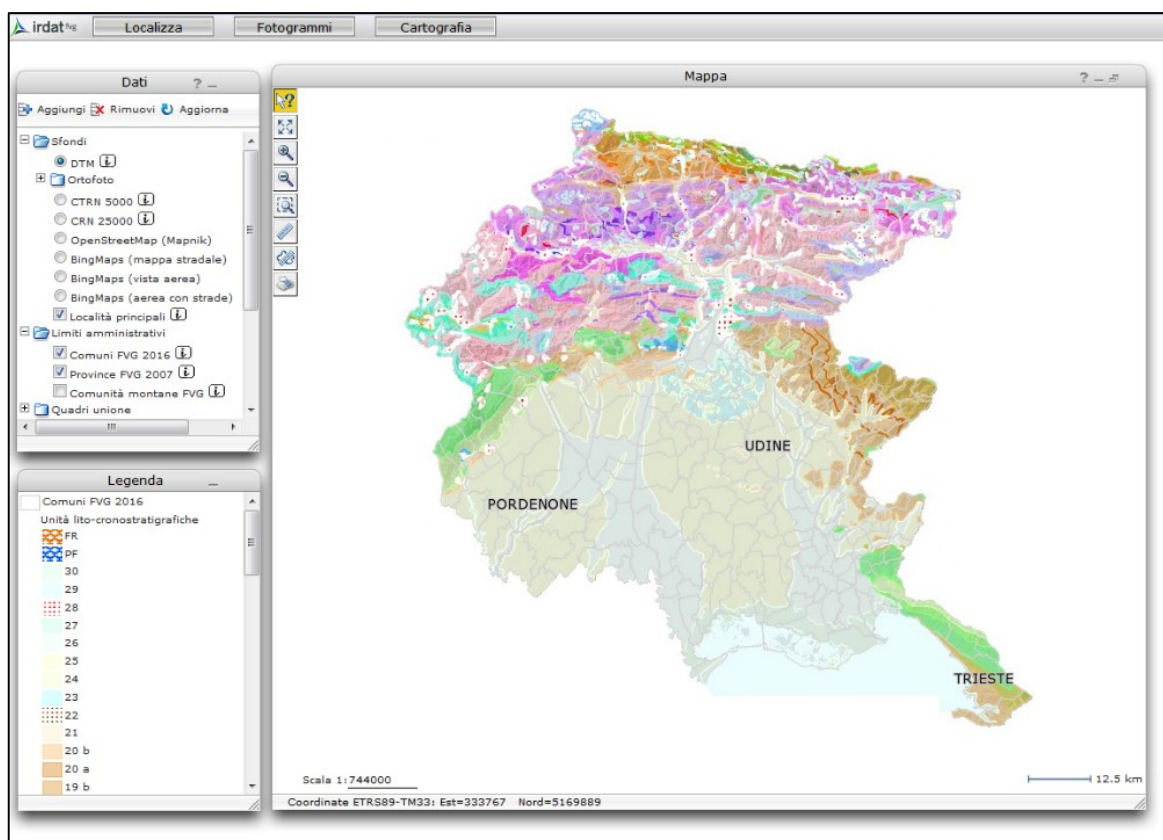


Fig. 5.23: Servizio web-GIS di IRDAT della regione Friuli Venezia Giulia e rappresentazione digitale della Carta Geologica in formato vettoriale.

È stata effettuata un'analisi preliminare di caratterizzazione delle unità geologiche sulla base dell'età, raggruppate in due classi: le unità litologiche che rientrano nell'età compresa tra il Permiano – Pliocene e quelle tra il Pleistocene e l'attuale (Fig. 5.24). Il passaggio successivo è stata l'associazione degli ambienti deposizionali derivati dalla Carta Geologica del FVG con le indicazioni delle tipologie degli ambienti di sedimentazione descritti da Youd e Perkinson (1978). Tale aggregazione è descritta in Tab. 5.9 mentre in Fig. 5.25 sono rappresentate le distribuzioni spaziali delle varie unità litologiche dopo aver effettuato tale accorpamento.

Il passaggio successivo è stato quello di utilizzare la Tab. 5.8 progettata da Youd e Perkinson (1978) che rappresenta la suscettibilità alla liquefazione dei depositi sedimentari. In tale tabella è stato assegnato un peso qualitativo di suscettibilità ad ogni intersezione tra il tipo di deposito sedimentario e l'età del deposito; peso suddiviso in cinque classi, con crescente livello di suscettibilità alla liquefazione: molto bassa, bassa, moderata, alta, molto alta.

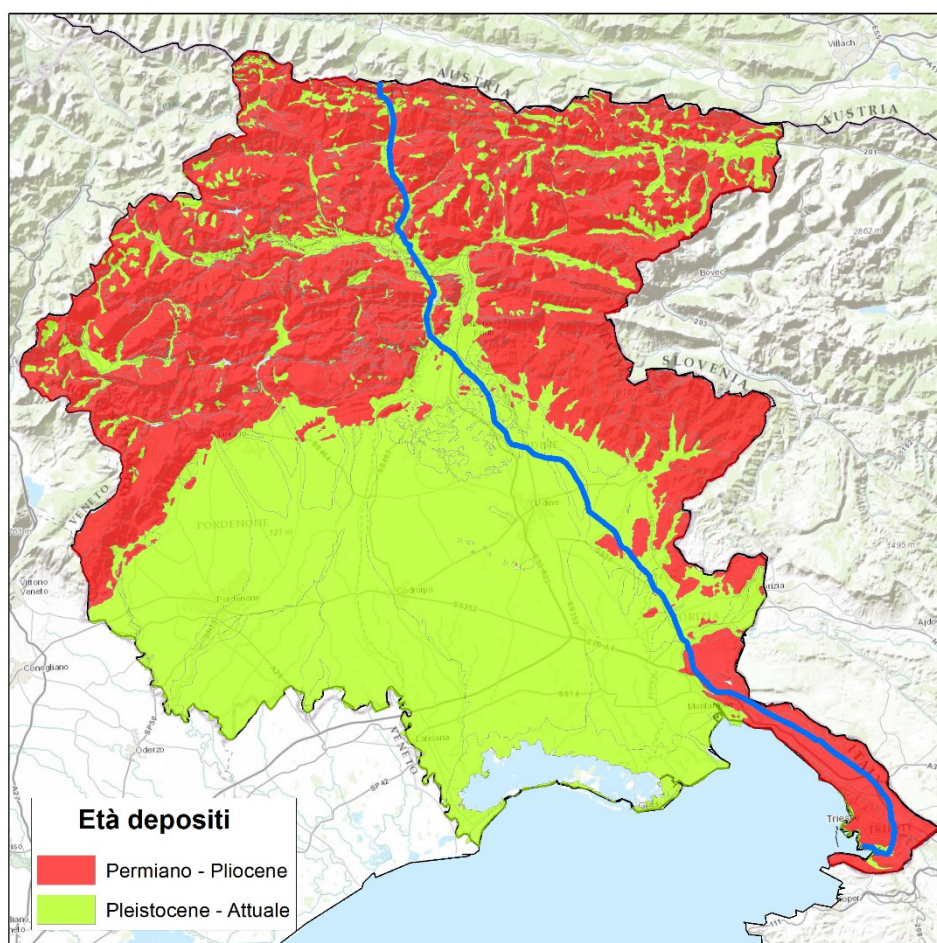


Fig. 5.24: Mappa della Carta litologica differenziata in due classi sulla base dell'età del deposito. In verde sono rappresentati le unità litologiche Quaternarie che verranno prese in esame per la valutazione della suscettibilità alla liquefazione.

Litologia FVG	Litologia HAZUS
Sedimenti alluvionali del settore montano e della pianura	River Channel
Depositi morenici	Glacial Till
Sedimenti alluvionali	Alluvional fan and plain
Sedimenti fluvioglaciali	
Sedimenti palustri	Lacustrine and playa
Sedimenti settore marino lagunare	Lagoonal
Accumulo frana recente	Talus
Detrito di falda	
Accumulo paleofrana	
Aree di bonifica - riporto	Compacted fill

Tab. 5.9: Aggregazione dei depositi (Pleistocene – Attuale) della CartaGeo con quelli del metodo HAZUS.

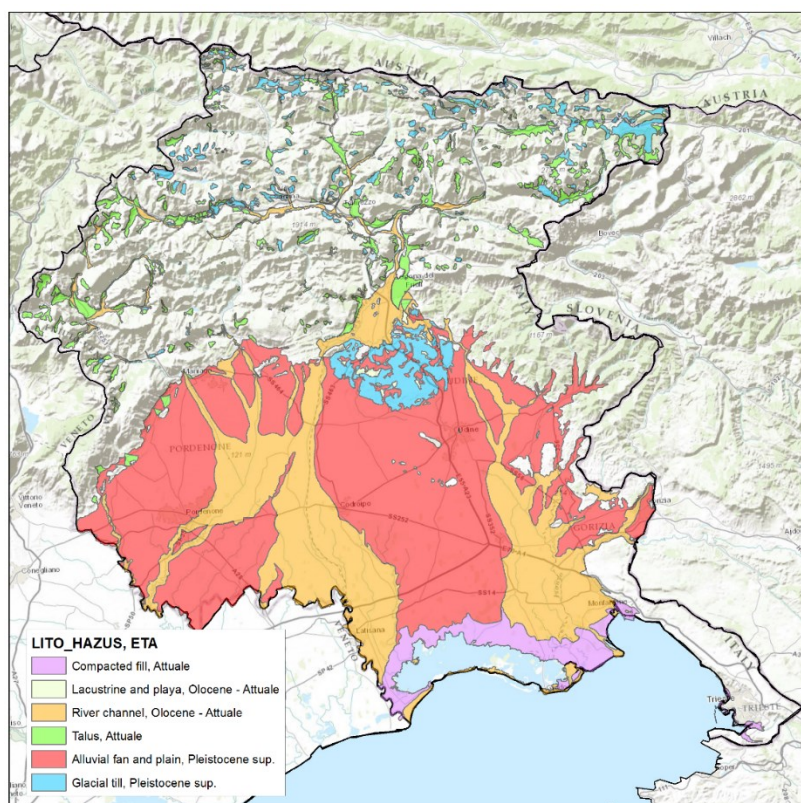


Fig. 5.25: Carta delle unità litologiche del Friuli Venezia Giulia sulla base della nomenclatura poposta da Youd e Perkinson (1978).

In Fig. 5.26 è rappresentata la mappa della suscettibilità alla liquefazione del Friuli Venezia Giulia sulla base del livello assegnato dalla Tab. 5.8. Le aree di maggior suscettibilità alla liquefazione risultano essere quelle dei sedimenti alluvionali di età olocenica; seguono, con un grado di suscettibilità moderata, i sedimenti palustri e lacustri talora torbosi dell'anfiteatro morenico dell'alto Tagliamento di età sempre olocenica; di bassa suscettibilità, invece, sono i sedimenti fluvioglaciali ed alluvionali dell'alta pianura friulana di età pleistocenica, delle aree di bonifica e di riporto artificiale della bassa pianura friulana di età recente; infine i depositi morenici del settore montano e dell'anfiteatro morenico del Tagliamento di età Pleistocenica sono stati classificati con un grado di suscettibilità alla liquefazione molto basso.

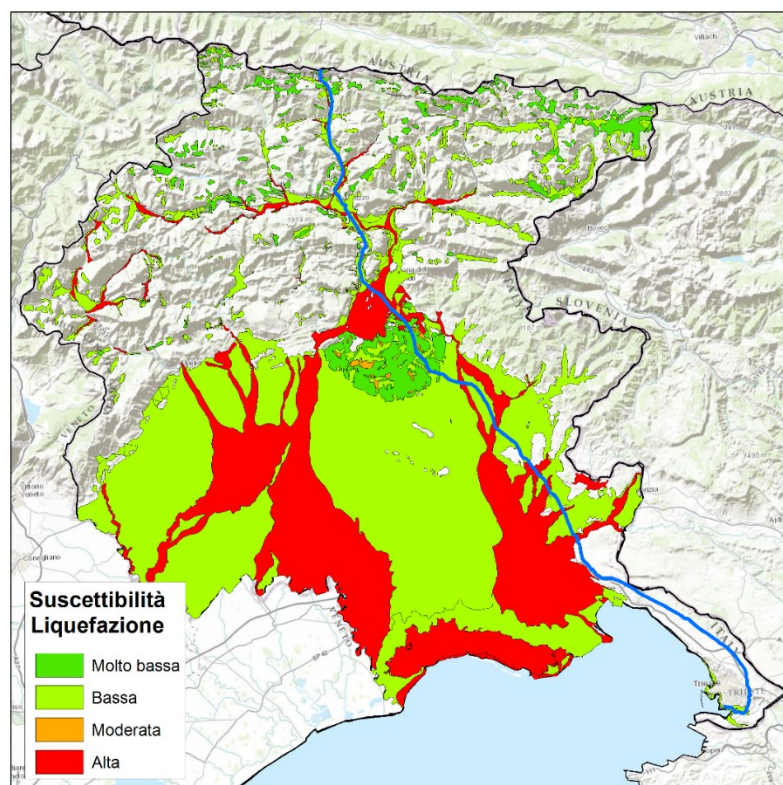


Fig. 5.26: Mappa della suscettibilità alla liquefazione del Friuli Venezia Giulia, in blu è rappresentato il percorso della tubazione interrata.

5.2.3 Probabilità di liquefazione

Una volta che le categorie di suscettibilità dell'area di studio sono state identificate, il metodo HAZUS (FEMA2003) permette di valutare la probabilità di liquefazione come funzione del picco di accelerazione (PGA) sulla base di una empirica relazione lineare sviluppata da Liao et al. (1988).

La probabilità che si verifichi un fenomeno di liquefazione in un sito specifico è principalmente influenzata dalla suscettibilità del suolo, dalla profondità della falda e dall'ampiezza e durata del movimento del suolo. La relativa suscettibilità dei suoli di una particolare unità geologica è stata discussa nel precedente capitolo. Il problema è che in realtà un deposito geologico naturale o un deposito artificiale comprendono una gamma variabile di suscettibilità alla liquefazione dovute alle variazioni granulometriche e alla densità relativa. Pertanto, porzioni di un'unità geologica possono non essere suscettibili alla liquefazione e questo deve essere considerato nel valutare la probabilità alla liquefazione in qualsiasi posizione all'interno del deposito geologico. In generale ci aspettiamo che le porzioni non suscettibili alla liquefazione siano piccole per i gradi alti di suscettibilità. Questa "realtà" è incorporata in un fattore di probabilità che quantifica la proporzione dell'unità di deposito

geologico ritenuto suscettibile alla liquefazione. Per le varie categorie di suscettibilità sono stati suggeriti i valori riportati in Tab. 5.10. Questi valori riflettono il giudizio formulato in uno studio preliminare delle proprietà dei suoli suddivisi per unità geologiche sulla base di numerosi studi regionali di liquefazione. In Fig. 5.27 è rappresentata la mappa di suscettibilità utilizzando la classificazione Tab. 5.10; è stata effettuata una “rasterizzazione” del shapefile originale, che era in formato vettoriale, in quanto indispensabile per poter effettuare le successive analisi spaziali e utilizzare gli strumenti di calcolo (MapAlgebra) tra layer differenti.

Categorie di suscettibilità	Proporzione dell'unità di deposito
Molto alta	0.25
Alta	0.20
Moderata	0.10
Bassa	0.05
Molto bassa	0.02
Nessuna	0.00

Tab. 5.10: Fattore di riduzione per riflettere la naturale variabilità dei suoli all'interno delle categorie di suscettibilità.

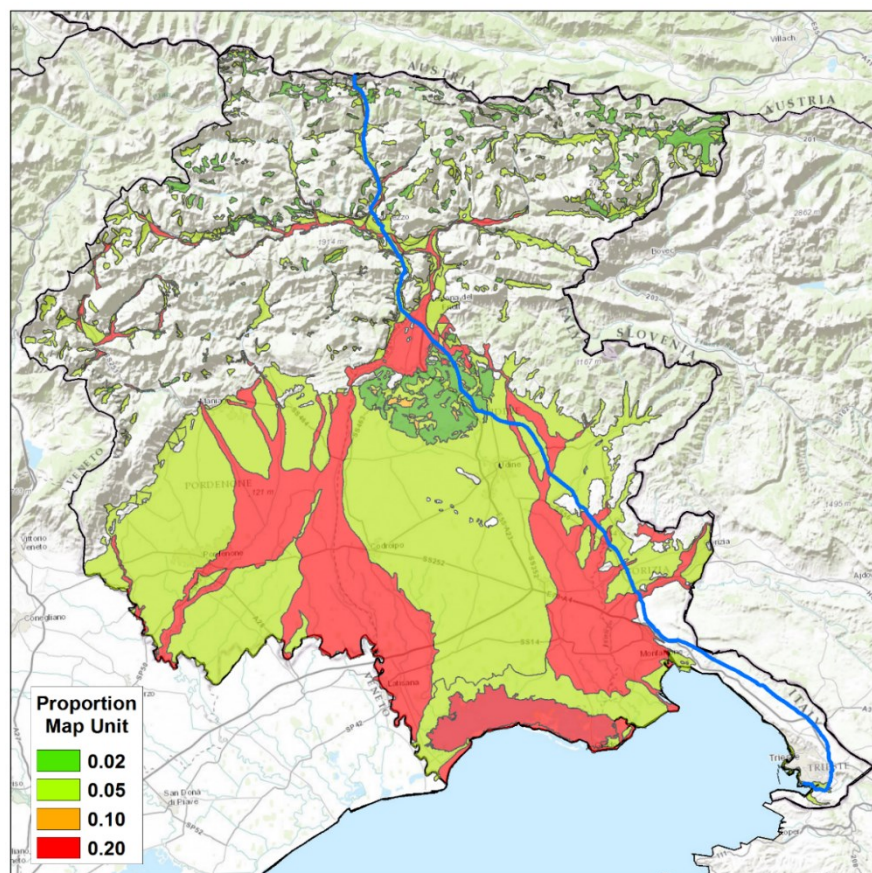


Fig. 5.27: Mappa della proporzione dell'unità di deposito suscettibilità alla liquefazione del Friuli Venezia Giulia in formato raster e classificato sulla base delle proporzioni di mappa date dalla Tab. 5.10.

5.2.3.1 Calcolo della profondità della falda

Uno dei fattori predisponenti alla liquefazione è la profondità del livello della falda freatica; pertanto è stata eseguita una procedura in ambiente GIS per ottenere tale informazione.

In Fig. 5.28 sono rappresentate le unità fisiografiche del bacino idrogeologico del Friuli Venezia Giulia descritte da Zini et al. (2011): la pianura rappresenta il lembo orientale della Pianura Veneta anche se rispetto alla maggior parte di essa è caratterizzata da maggiore acclività e da sedimenti in genere più grossolani. Al confine tra la bassa e l'alta pianura abbiamo una situazione idrogeologica caratterizzata da abbondanti affioramenti di acque sotterranee che si manifestano in maniera pressoché continua lungo la fascia che si sviluppa da est a ovest a quote tra i 10 e i 40 m sul livello medio del mare, tale area viene chiamata Fascia delle Risorgive. La composizione litologica dell'Alta Pianura è costituita dalla prevalenza di ghiaie e sabbia e rari conglomerati, tutti sedimenti fortemente permeabili, mentre a sud dalla Fascia delle Risorgive ci sono depositi alluvionali progressivamente più fini, meno permeabili con frequenti intercalazioni argillose di notevole estensione e spessore. Dalla Fascia delle Risorgive verso sud la composizione granulometrica è, infatti, costituita da sabbie argillose, limi ed argille alternati a sedimenti ghiaioso-sabbioso, spesso limosi, che hanno dato origine nel sottosuolo a numerosi orizzonti impermeabili intervallati da altri porosi più o meno permeabili. In Fig. 5.29 è rappresentata una sezione idrogeologica schematica della Pianura Friulana in cui si notano le diverse caratteristiche litostratigrafiche delle diverse unità. Infine, in Fig. 5.30 è rappresentata una ricostruzione tridimensionale del substrato pre-quadernario della Pianura Friulana (Zini et al. 2011), che nell'area orientale si trova a pochi metri di profondità e verso ovest arriva a -250 metri s.l.m.m. nel sottosuolo di Grado e fino a -600 metri ad ovest di Latisana.



Fig. 5.28: Principali unità fisiografiche del bacino idrogeologico del Friuli Venezia Giulia (Zini et al. 2011).

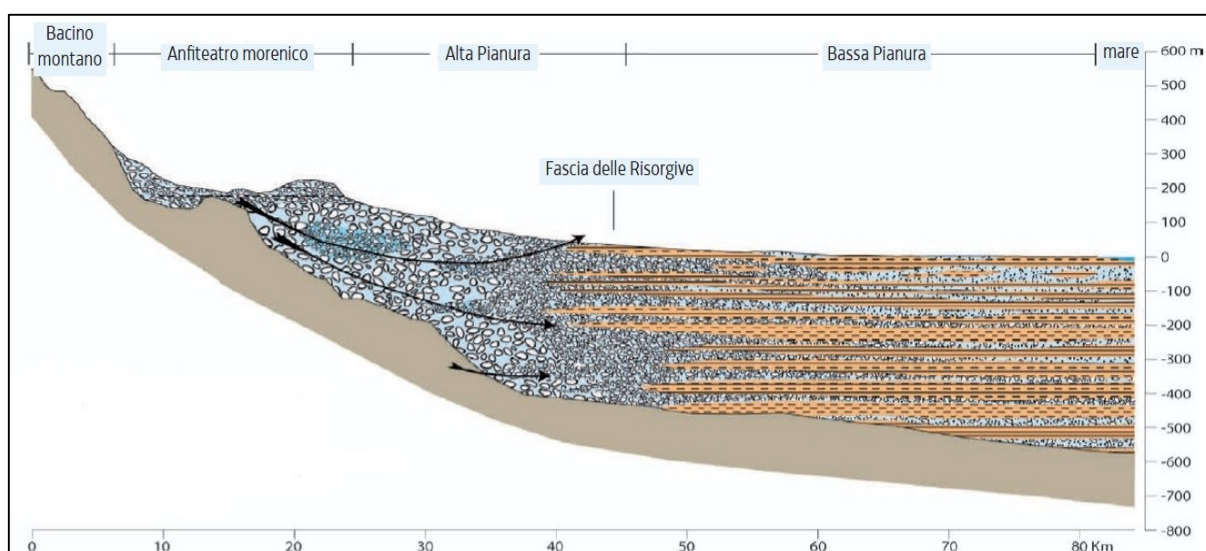


Fig. 5.29: Sezione schematica della pianura Padana. In celeste i depositi ghiaiosi e sabbiosi permeabili in cui risiedono la falda freatica e i sistemi di acquiferi artesiani, in arancione i depositi limoso-argillosi impermeabili, in beige il basamento pre-quadernario. Le frecce indicano le direzioni preferenziali di deflusso (Zini et al., 2011).

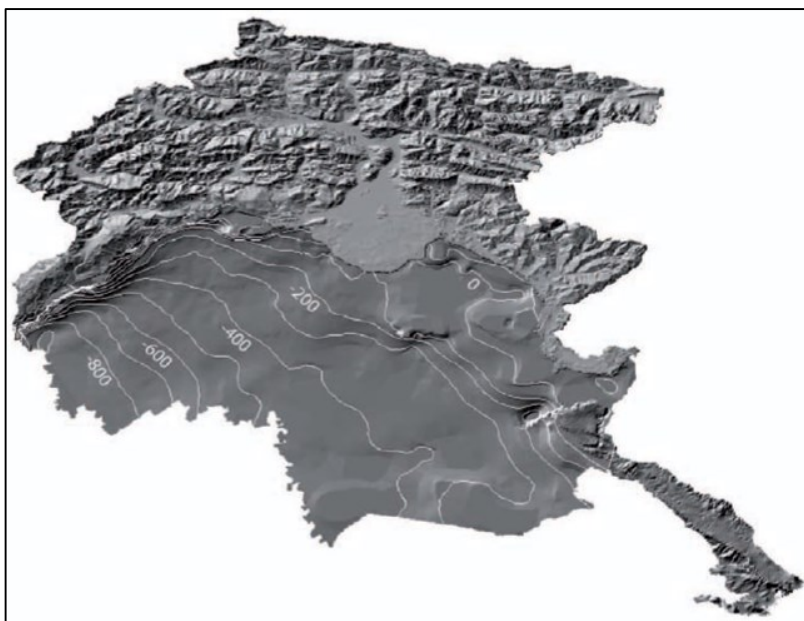


Fig. 5.30: Ricostruzione del substrato pre-quadernario della Pianura Friulana (Zini et al., 2011).

Per il calcolo della profondità della falda abbiamo utilizzato come dati di input:

- i bacini idrogeologici in formato vettoriale poligonale (Fig. 5.31), in particolare gli areali dell'Alta Pianura (acquifero freatico), dell'anfiteatro morenico e del campo di Osoppo – Gemona;
- le isofreatiche che rappresentano i punti a uguale profondità della falda derivati dalle misure effettuate alle stazioni della rete freaticometrica regionale del minimo impinguamento della falda tra i mesi di agosto-settembre 1993 (Fig. 5.32);
- il modello digitale del terreno con risoluzione di 20 metri della regione Friuli Venezia Giulia.

Nelle stime di rischio di liquefazione sarebbe stato più cautelativo considerare il massimo impinguamento della falda fatto di primavera o autunno ma purtroppo il dato non risulta disponibile in formato digitale.

L'elaborazione dei dati d'input è stata supportata dall'utilizzo del "Model Builder", tecnologia sviluppata dalla ESRI, che consiste in un linguaggio di programmazione per la costruzione di un flusso di lavoro comprendente dati d'input e operatori che permettono di elaborare i dati o crearne di nuovi attraverso funzioni analitiche basate sulle relazioni spaziali esistenti tra gli elementi geografici. Il Model Builder permette di concatenare una sequenza di processi e strumenti di "geoprocessing" utilizzando come input, l'output del processo

precedente. In Fig. 5.34 è rappresentato il diagramma di flusso di lavoro che permette di ottenere la profondità della falda misurata sul l.m.m..

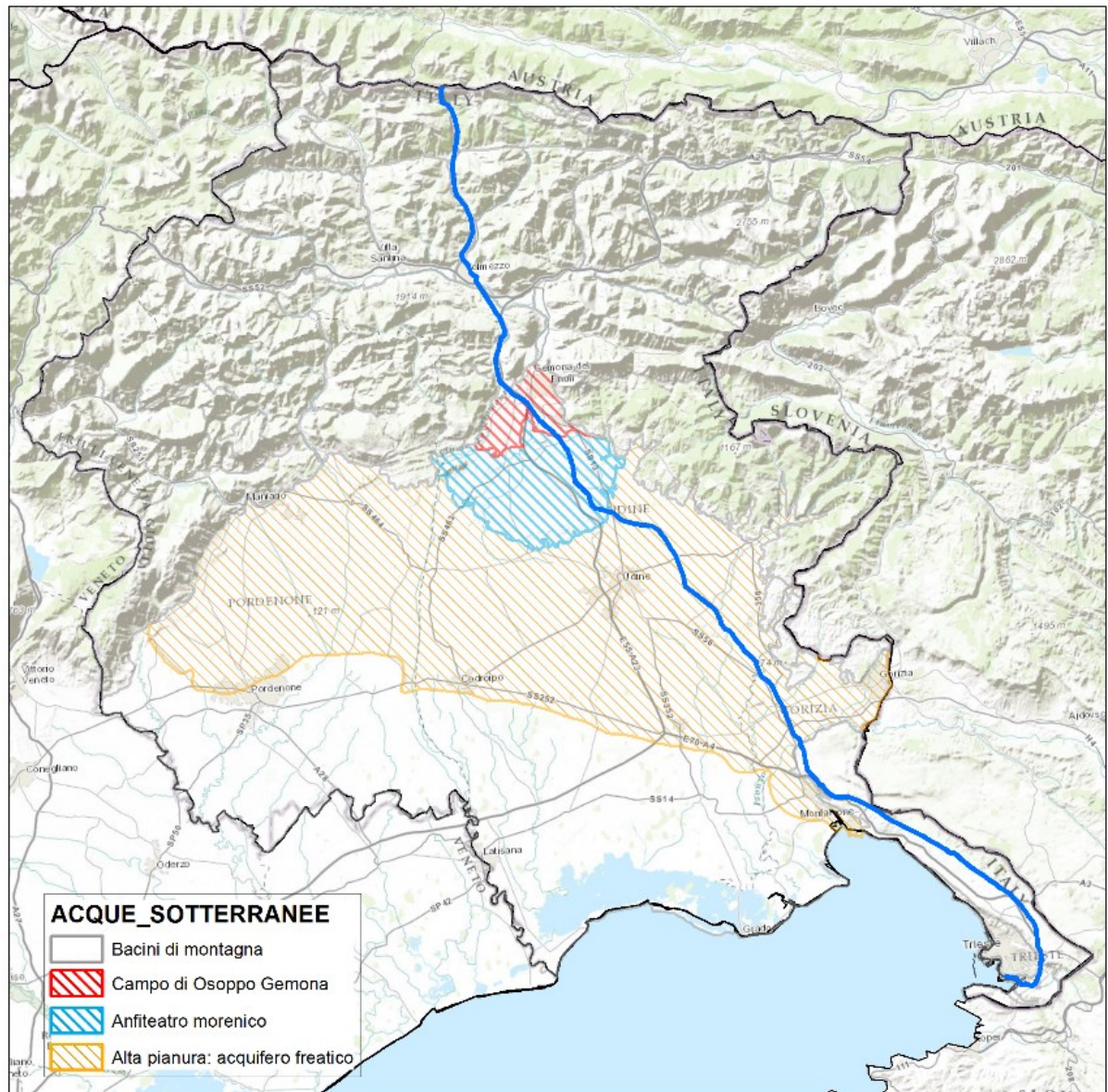


Fig. 5.31: Unità fisiografiche in formato vettoriale poligonale; per il calcolo della profondità sono stati utilizzati solo gli areali dell’Alta Pianura (acquifero freatico), dell’anfiteatro morenico e del campo di Osoppo – Gemona.

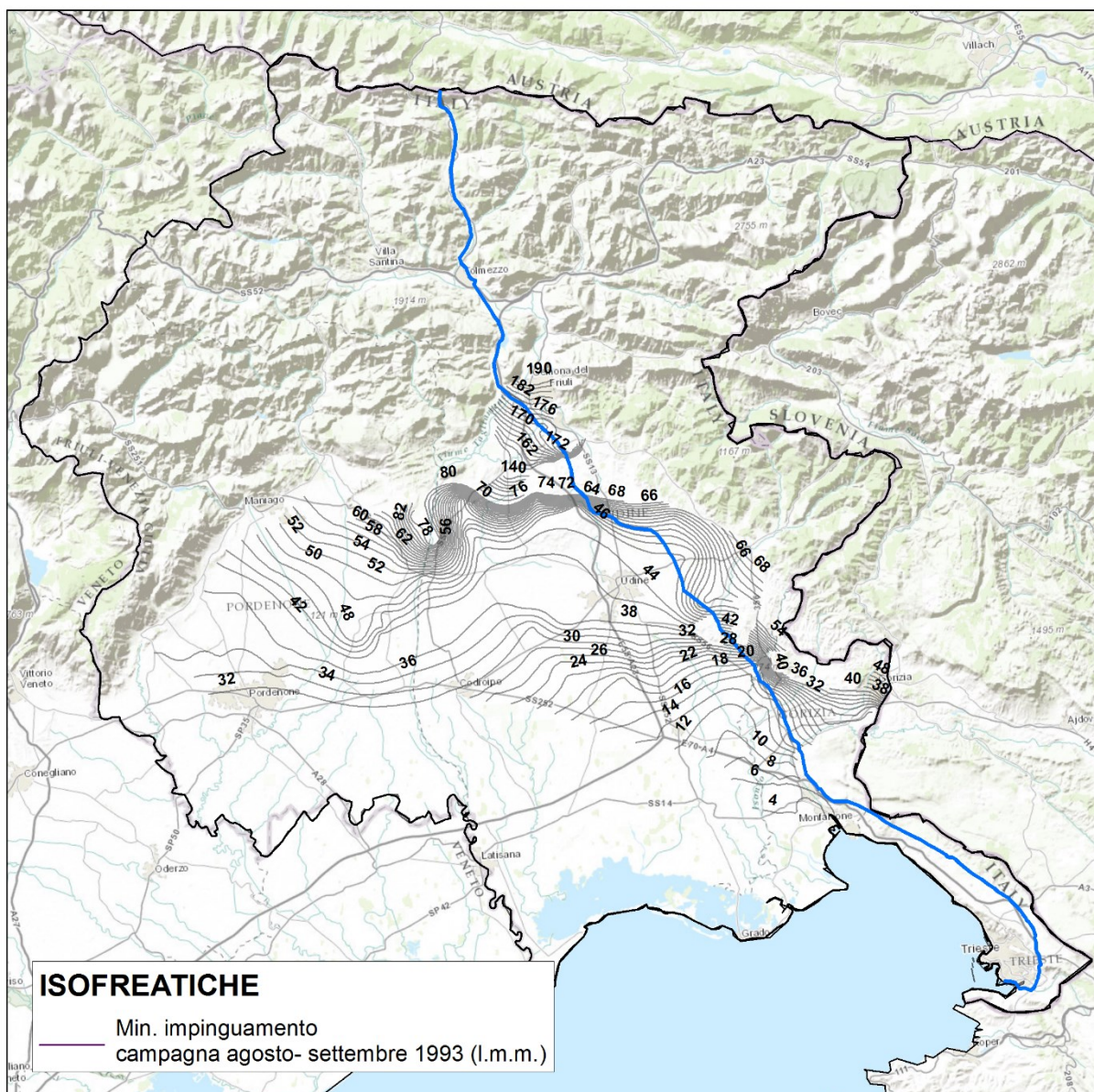


Fig. 5.32: Mappa delle isofreatiche derivate dal lavoro di monitoraggio rilevate dalle stazioni freaticometriche regionali riguardanti il minimo impinguamento della falda nel periodo agosto-settembre 1993 in formato vettoriale polilinea.



Fig. 5.33 : Modello digitale del terreno (DTM) del Friuli Venezia Giulia con risoluzione di 20 metri.

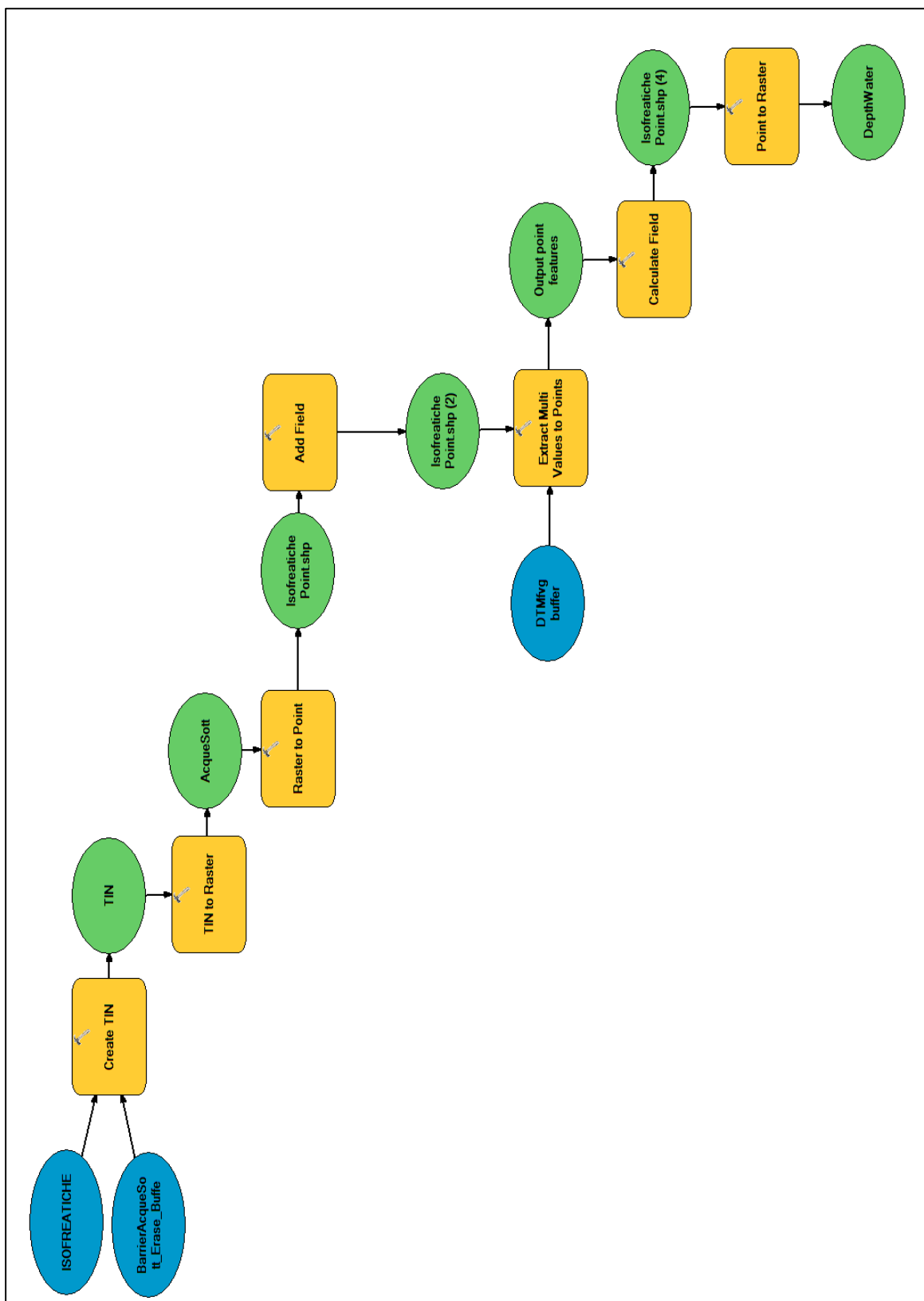


Fig. 5.34: Diagramma del flusso di lavoro utilizzando il Model Builder (ESRI) per ottenere la profondità della falda: in blu sono rappresentati gli input, in arancione i “tool” di elaborazione mentre in verde sono rappresentati i risultati di ogni processo di elaborazione.

La prima fase del lavoro è stata la creazione del modello digitale di elevazione (DEM) delle acque sotterranee utilizzando la struttura dati TIN (Triangulated Irregular Network) che è formata da un insieme di triangoli adiacenti e non sovrapposti, costituiti rispettando la regola di Dealunay (1934), secondo la quale il cerchio che passa per i tre vertici non contiene alcun altro vertice della rete risultante. In Fig. 5.35 è rappresentato un'estrazione del diagramma del flusso di lavoro utilizzato per la generazione del DEM: i dati di input sono rappresentati con elissi blu dallo shapefile delle isofreatiche e dallo shapefile rappresentate il bacino idrogeologico, il rettangolo arancione invece rappresenta l'algoritmo utilizzato ed, infine, in verde l'output che rappresenta il DEM delle acque sotterranee il cui risultato in mappa è visualizzato in Fig. 5.38.

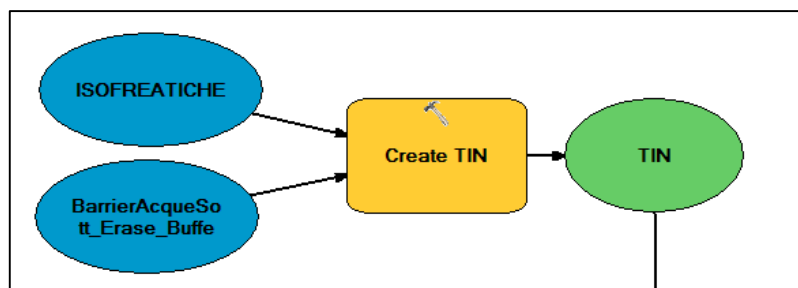


Fig. 5.35: Creazione del modello digitale di elevazione delle acque sotterranee utilizzando la struttura dati TIN (Triangulated Irregular Network).

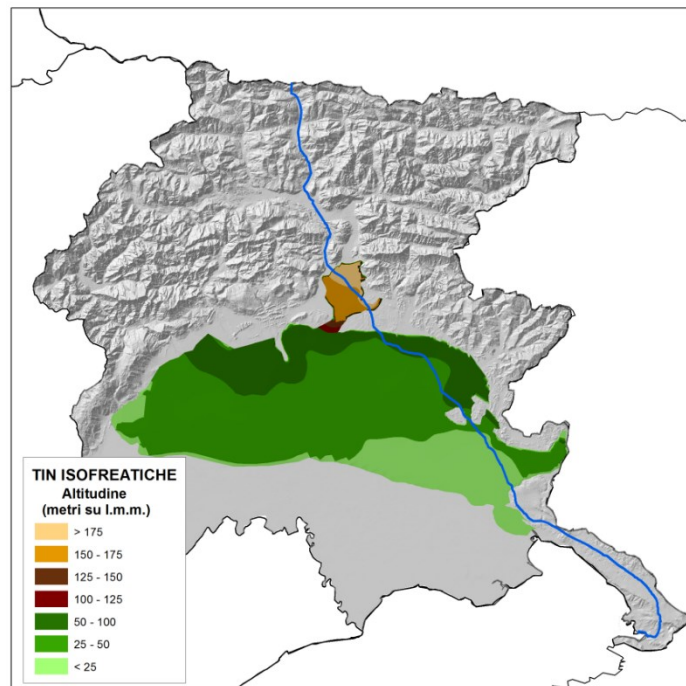


Fig. 5.36: Modello digitale di elevazione delle acque sotterranee utilizzando la struttura dati TIN (Triangulated Irregular Network).

La struttura TIN (Fig. 5.36), risulta un dato intermedio ma obbligato come nel nostro caso in cui i dati di base sono costituiti da elementi lineari; infatti dal TIN è possibile derivare il DEM che rappresenta il modello digitale del terreno in formato raster e che, in virtù del suo modello dati, è molto più gestibile sia per quanto riguarda la velocità di visualizzazione sia per quella di elaborazione. Nella Fig. 5.37 è visualizzato il flusso di lavoro per ottenere il raster mentre in Fig. 5.38 è rappresentato il risultato di output.

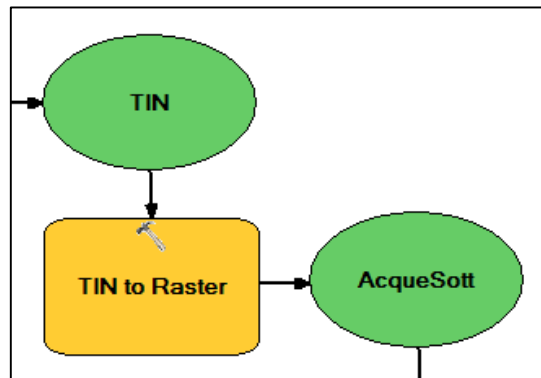


Fig. 5.37: Flusso di lavoro per ottenere il DEM delle acque sotterranee in formato grid utilizzando il “tool” TIN to RASTER.

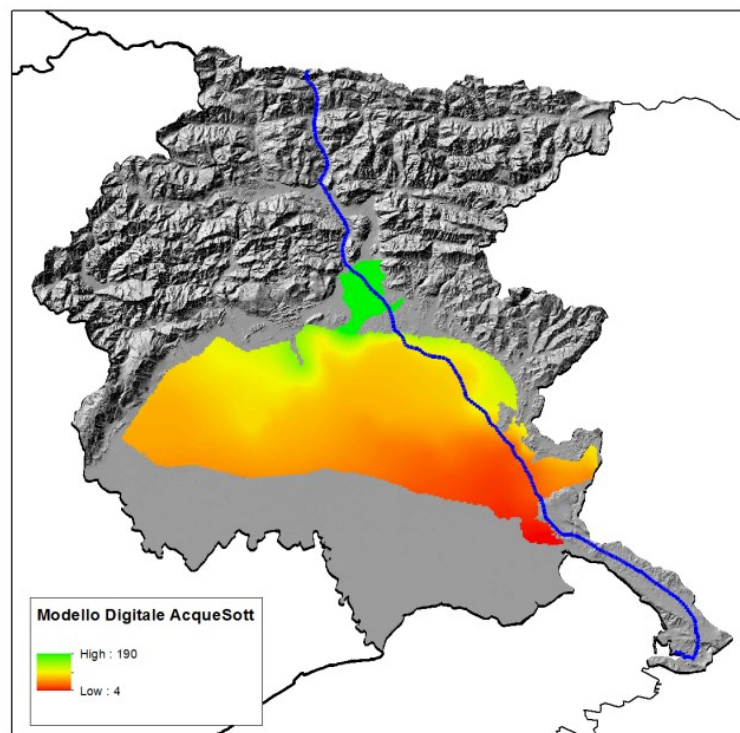


Fig. 5.38: Modello digitale in formato raster delle acque sotterranee (in metri su l.m.m.).

Nella fase successiva abbiamo eseguito una conversione del raster per ottenere uno shapefile di punti (centroide della cella del raster); nella tabella degli attributi dello shapefile è stata automaticamente inserito un campo di identificazione della quota delle acque sotterranee ed inoltre eseguita un'operazione di aggiunta di un campo numerico che ci servirà nella fase successiva in cui si dovrà calcolare la differenza di quota sul l.m.m. del terreno e quello della falda acquifera.

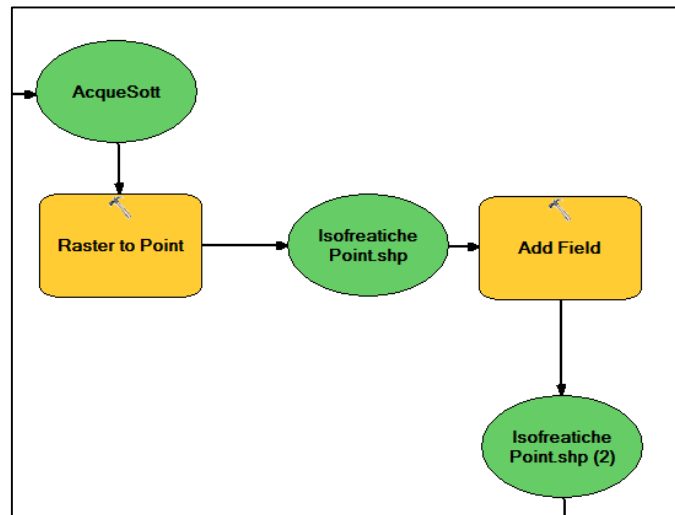


Fig. 5.39: Diagramma di flusso utilizzando l'algoritmo di conversione da raster a uno shapefile di punti e operazione di aggiunta di un campo nella tabella degli attributi.

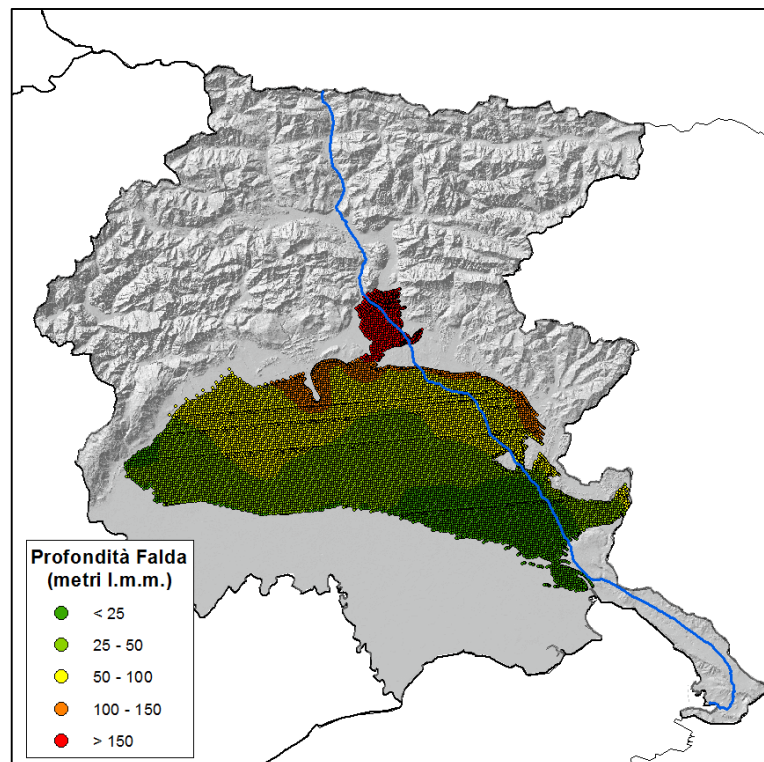


Fig. 5.40: Risultato di output tramite il tool di conversione da raster a shapefile (point).

In Fig. 5.41 sono rappresentate le ultime operazioni effettuate per il calcolo della profondità della falda: estrazione del valore di quota tra il Modello Digitale del Terreno e lo shapefile di punti rappresentanti la profondità della falda freatica. Con tale operazione abbiamo ottenuti nella tabella attributi dell'output l'aggiunta di un campo in cui vengono inseriti i valori di quota derivati dal DEM. L'operazione successiva è il calcolo, sul campo aggiunto nella fase di lavoro di Fig. 5.39, di una semplice operazione aritmetica di sottrazione tra il valore di quota derivato dal DEM e quello della profondità della falda. Infine, l'operazione di conversione dei punti dello shapefile in formato raster in quanto tale struttura di dati risulterà essere più agevole per le operazioni successive del calcolo della probabilità di liquefazione.

In Fig. 5.42 è rappresentato il risultato finale del modello digitale della profondità delle acque sotterranee rispetto al l.m.m., i valori sono in "feet" in quanto tale conversione metrica è richiesta nelle relazioni empiriche di calcolo della probabilità di liquefazione.

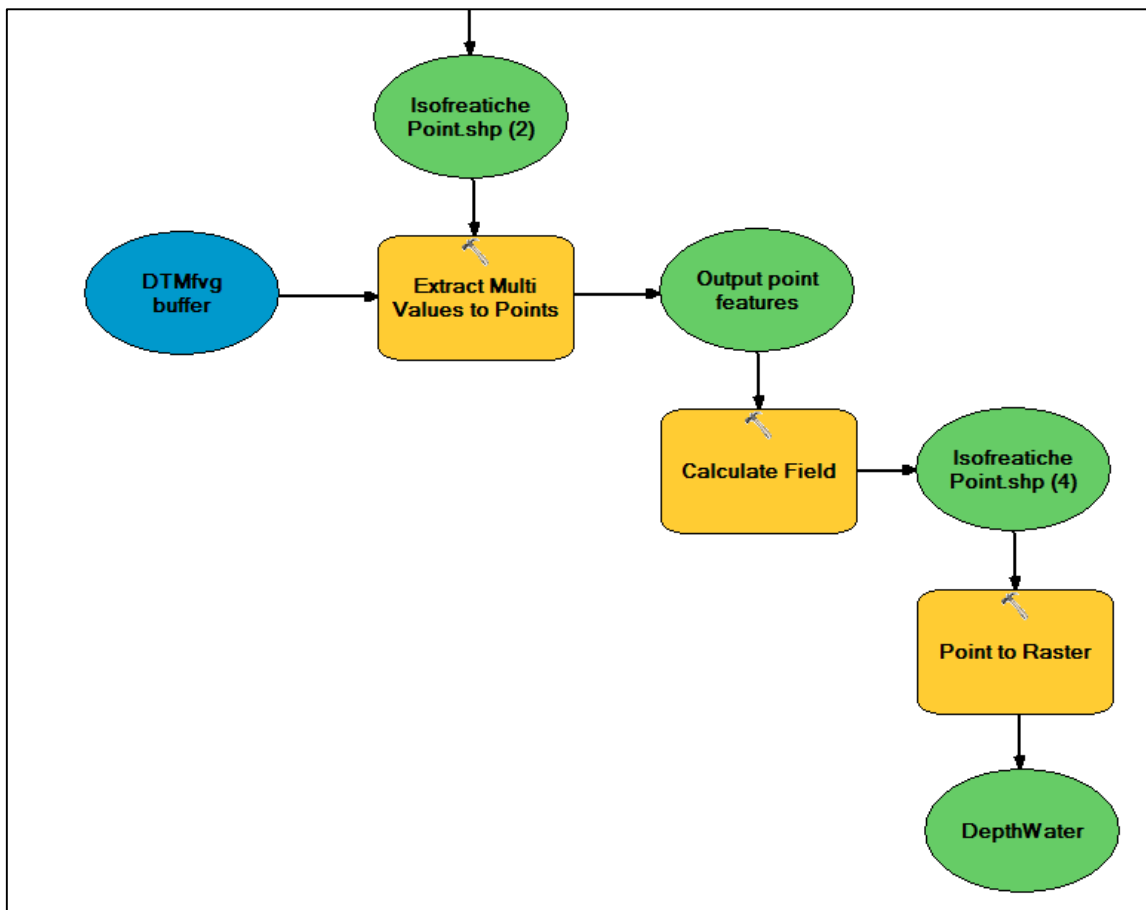


Fig. 5.41: Ultime operazioni del flusso di lavoro per il calcolo della profondità della falda.

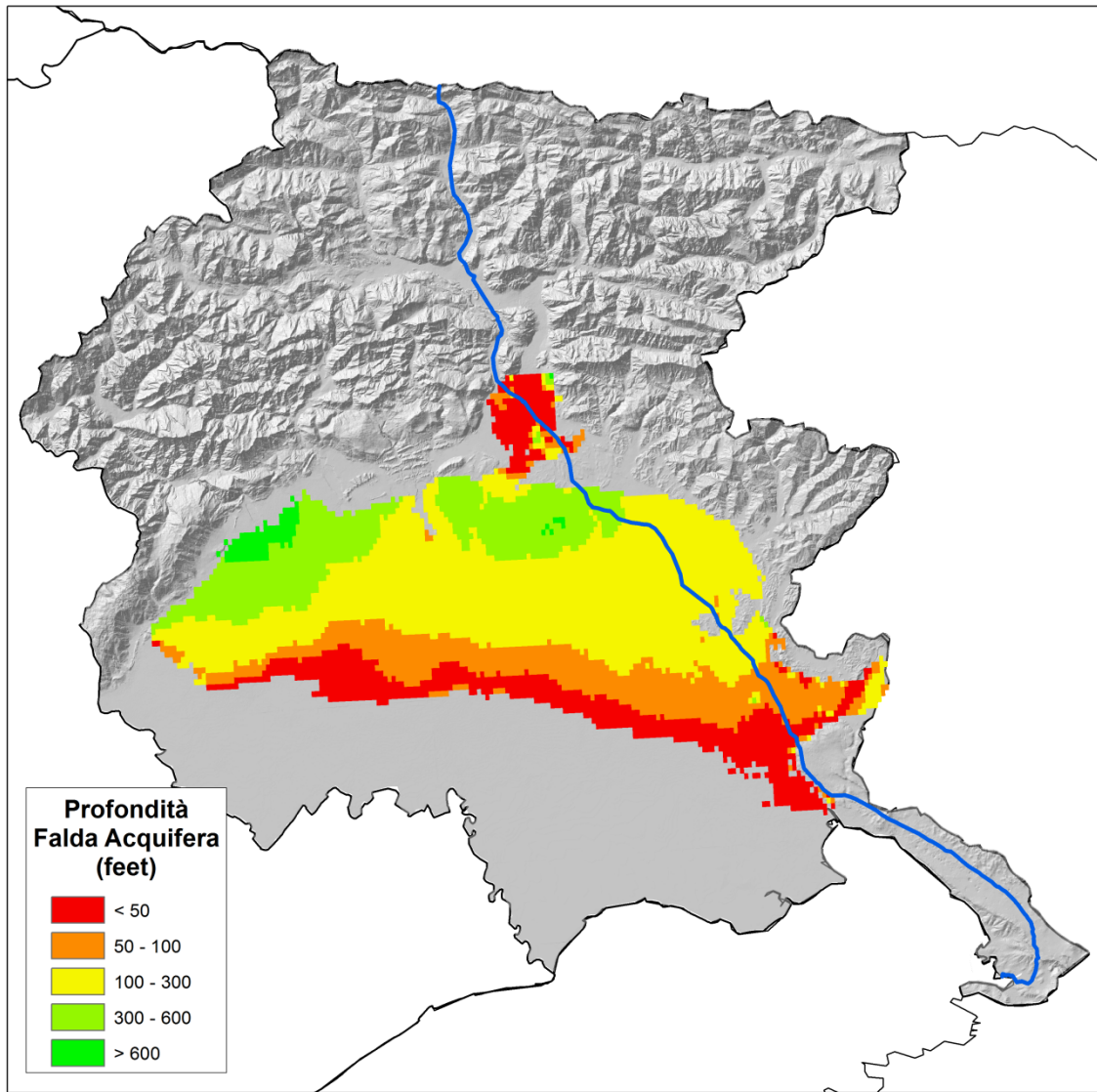


Fig. 5.42: Risultato finale e rappresentazione raster della profondità della falda acquifera in “feet”.

Come precedentemente affermato, la probabilità di liquefazione è influenzata notevolmente dall’ampiezza dello scuotimento del suolo cioè dalla PGA e dalla sua durata, che può, in prima approssimazione, essere correlata con la magnitudo del terremoto. Pertanto, la probabilità di liquefazione per un dato grado di suscettibilità può essere determinata dalla seguente relazione:

$$P [Liquefaction_{sc}] = \frac{P [Liquefaction_{sc} \mid PGA = a]}{K_m K_w} P_{ml}$$

Eq. 5.2

dove:

P [Liquefaction_{sc} | PGA = a]: è la probabilità condizionata di liquefazione data PGA=a.

K_m: è il fattore di correzione della magnitudine momento M_w per valori diversi da Mw=7.5;

K_w: è il fattore di correzione della profondità della falda per valori diversi da 15m;

P_{mi}: è l'unità di mappa proporzionale alla suscettibilità alla liquefazione (Tab. 5.10).

Le relazioni tra la probabilità di liquefazione e l'accelerazione di picco (PGA) sono state definite per determinate categorie di suscettibilità, come si vede nella Tab. 5.11 e rappresentate in Fig. 5.43. Tali relazioni sono state definite tramite procedure empiriche derivate dalla modellazione statistica del catalogo di liquefazione di Liao et al. (1998) utilizzato per rappresentare la resistenza alla penetrazione del suolo per ogni grado di suscettibilità.

Le relazioni per il calcolo di probabilità di liquefazione condizionata sono state sviluppate per un terremoto di magnitudo M_w=7.5 e una profondità della falda acquifera di 1.5 m; pertanto, sono stati inseriti dei fattori di correzione per tener conto di terremoti con magnitudo e livelli di falda differenti. Questi fattori di correzione sono ben noti in letteratura e sono stati incorporati nelle procedure empiriche di valutazione del potenziale di liquefazione (Seed e Idriss, 1982; Seed, et al., 1985).

Queste relazioni sono anche presentate graficamente nelle Fig. 5.44 e Fig. 5.45 . I fattori di correzione possono essere calcolati utilizzando le seguenti relazioni:

$$K_m = 0.0027M_w^3 - 0.0267M_w^2 - 0.2055M_w + 2.9188$$

Eq. 5.3

$$K_w = 0.022 d_w + 0.93$$

Eq. 5.4

dove **d_w** rappresenta la profondità del livello della falda.

Categorie di suscettibilità	P [Liquefaction PGA=a]
Molto alta	$0 \leq 9.09a - 0.82 \leq 1.0$
Alta	$0 \leq 7.67a - 0.92 \leq 1.0$
Moderata	$0 \leq 6.67a - 1.0 \leq 1.0$
Bassa	$0 \leq 5.57a - 1.18 \leq 1.0$
Molto bassa	$0 \leq 4.16a - 1.08 \leq 1.0$
Nessuna	0

Tab. 5.11: Relazione tra la probabilità condizionata e le categorie di suscettibilità.

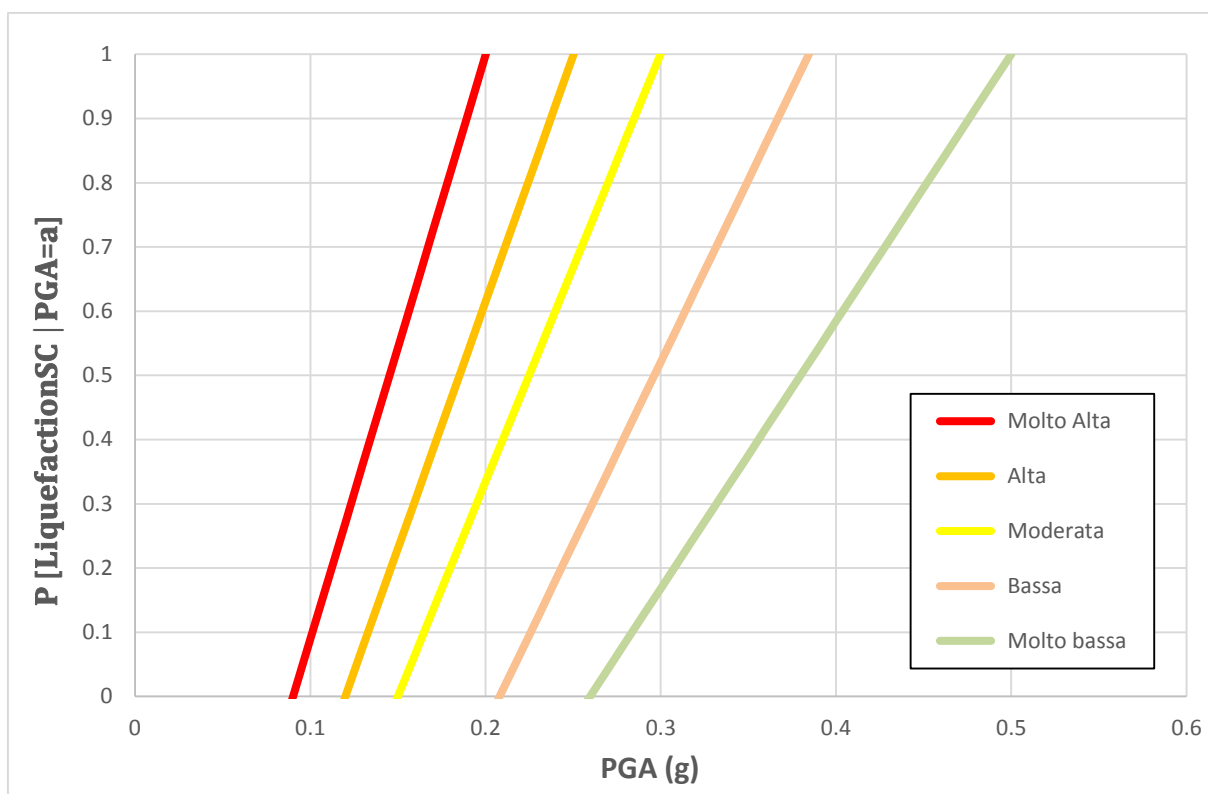


Fig. 5.43: Relazione tra la PGA e la probabilità condizionata alla liquefazione a seconda del grado di suscettibilità alla liquefazione (Liao et al., 1988).

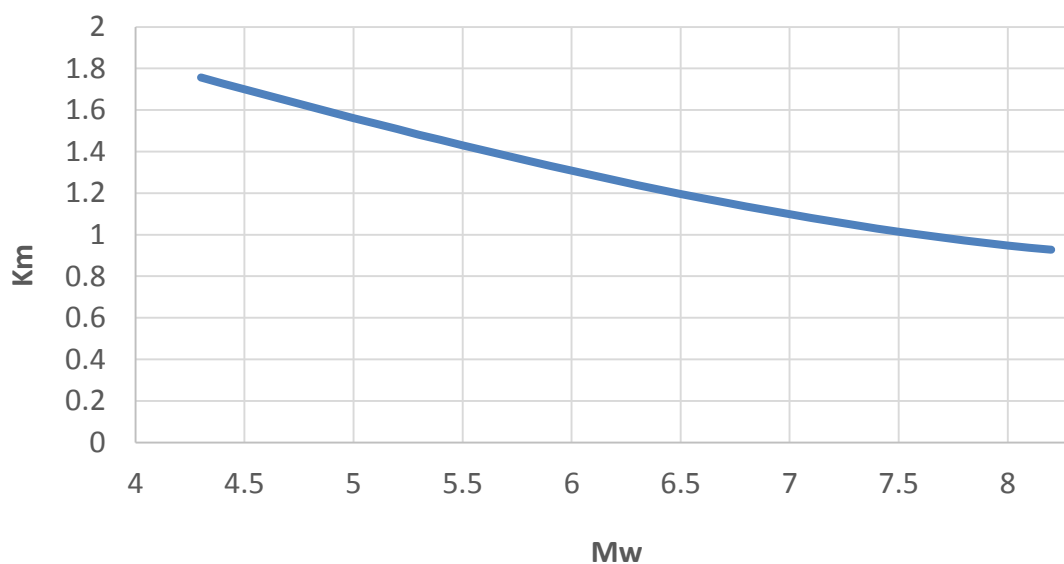


Fig. 5.44: Fattore di correzione della magnitudo momento nella relazione di probabilità di liquefazione (Seed et al., 1982).

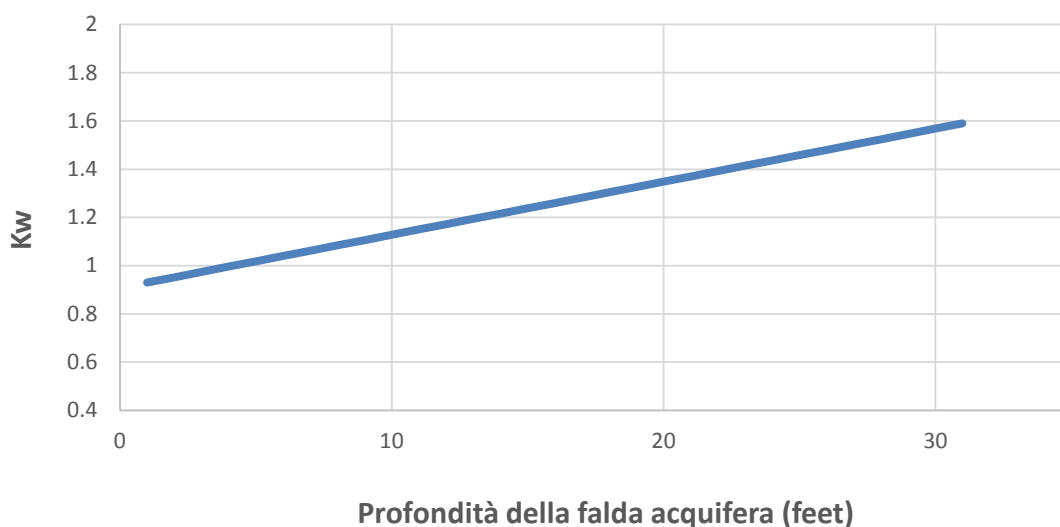


Fig. 5.45: Fattore di correzione della profondità dell'acqua usata nella relazione della probabilità di liquefazione.

Per effettuare il calcolo della probabilità alla liquefazione per il caso in esame, basandoci sulla relazione sopra descritta, abbiamo effettuato un'analisi spaziale tramite una procedura GIS; i dati di input, in formato raster a medesima risoluzione, sono:

- la mappa di suscettibilità alla liquefazione (Fig. 5.27);
- mappa della profondità della falda acquifera (Fig. 5.42);
- la mappa di scuotimento in termini di PGA utilizzando il terremoto del 6 maggio 1976 con Mw=6.4 come scenario sismico (Fig. 4.26).

Per effettuare un'analisi spaziale di tipo quantitativo fra i vari raster abbiamo utilizzato l'operatore "Map Algebra" che permette di effettuare operazioni matematiche dalla semplice addizione ad algoritmi anche molto complessi, tra uno più raster. Nel caso in esame del calcolo della probabilità alla liquefazione è risultato molto utile in quanto si è dovuto moltiplicare insieme molti livelli informativi relativi a fattori che rappresentano le caratteristiche morfologiche (profondità della falda), sismologiche (scuotimento del terreno e magnitudo) e litologiche (mappa di suscettibilità alla liquefazione). Per poter effettuare tali analisi su più livelli informativi, devono essere rispettate due condizioni particolari relative ai file raster di partenza; questi devono essere caratterizzati dalla stessa estensione geografica e dalla stessa risoluzione cioè le dimensioni delle celle devono essere uguali) ovvero devono sussistere una perfetta sovrapposibilità tra i vari livelli informativi raster e tra le rispettive celle di cui sono composti. Pertanto anche il risultato avrà la stessa estensione e risoluzione.

Prima di procedere al calcolo della probabilità della liquefazione sono stati calcolati i due fattori di correzione K_m e K_w che rispettivamente dipendono dalla magnitudo usata nel scenario sismico e dalla profondità della falda acquifera. La $M_w=6.4$ sarà utilizzata per determinare per ogni cella del raster il fattore di correzione della magnitudo K_m che è uguale a:

$$K_m = 0.0027(6.4)^3 - 0.0267(6.4)^2 - 0.2055(6.4) + 2.9188 = 1.217757$$

Eq. 5.5

K_m risulta essere una costante mentre il fattore di correzione K_w è direttamente proporzionale al valore della profondità della falda che si modifica spazialmente ed è stato calcolato per ogni cella del raster della profondità della falda tramite la formula descritta in precedenza. In Fig. 5.46 è rappresentata la distribuzione spaziale del fattore di correzione K_w mentre in Fig. 5.47 è visualizzata il risultato della moltiplicazione tra i due fattori di correzione che bisogna considerare nel calcolo della probabilità di liquefazione.

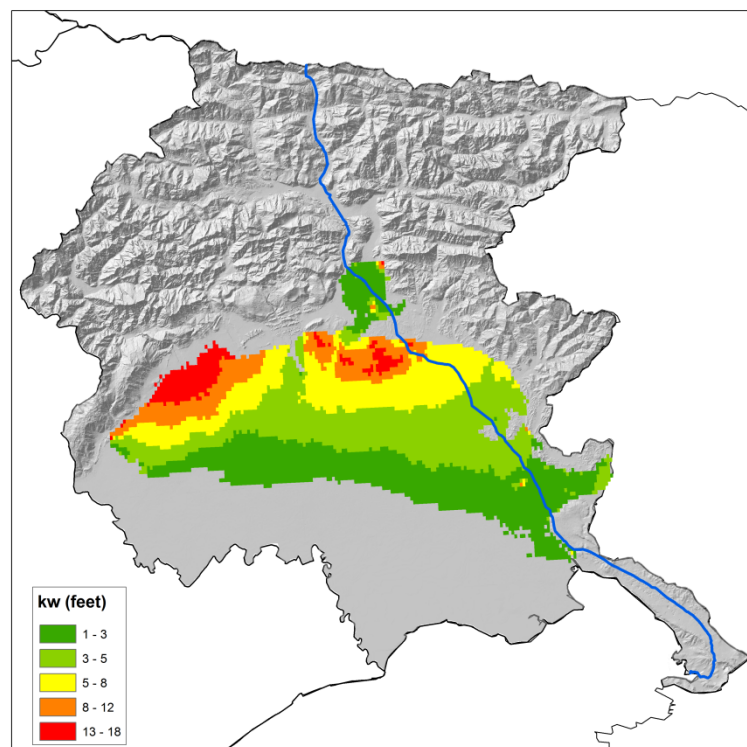


Fig. 5.46: Fattore di correzione della profondità della falda K_w .

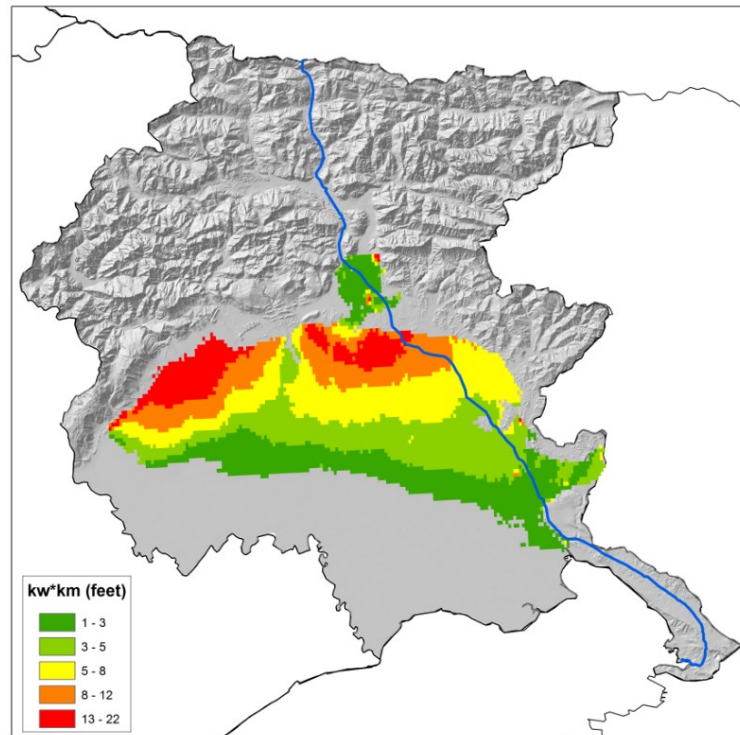


Fig. 5.47: Moltiplicazione dei due fattori di correzione K_m e K_w .

Il passo successivo è stato il calcolo della probabilità condizionata di liquefazione per determinate categorie di suscettibilità e per specifici livelli di scuotimento in PGA. In riferimento alla Tab. 5.11 e la relativa rappresentazione grafica in Fig. 5.43, tale probabilità è zero per la categoria di suscettibilità “Nessuna” mentre per le altre classi è data da una funzione lineare di accelerazione distinta per ciascuna classe. Nel caso in esame abbiamo ottenuto dei valori che in alcuni casi risultano impossibili cioè maggiori di uno o negativi; per il primo caso è stato deciso di mettere il valore uguale a 1 mentre quando risultavano negativi si è inserito il valore uguale a 0. In Fig. 5.48 viene riportata la mappa della probabilità condizionata ridotta per i fattori di correzione della magnitudo (K_m) e della profondità della falda acquifera (K_w); i valori massimi sono stati ottenuti in corrispondenza dello sbocco del fiume Tagliamento nell’alta pianura friulana e sono dovuti alla vicinanza dell’epicentro di scenario, alla bassa profondità della falda acquifera e all’alta suscettibilità dei terreni.

Per ottenere la probabilità di liquefazione, per ogni categoria di suscettibilità, è stata moltiplicata la probabilità condizionata ridotta per i fattori K_m e K_w per il parametro P_{ml} che quantifica la probabilità per ogni classe di suscettibilità (vedi Tab. 5.10). In Fig. 5.49 sono rappresentati i risultati ottenuti per ognuna delle classi di suscettibilità coinvolte. Al fine di ottenere i risultati in un unico file è stato eseguito il processo di mosaicatura (Fig. 5.50) tramite un’operazione di unione dei singoli raster che rappresentano ognuno la probabilità di

liquefazione differenziati per classi di suscettibilità. In Fig. 5.51 otteniamo la mappa di probabilità di liquefazione in cui i valori massimi ottenuti sono compresi tra il 10 e 20% in corrispondenza della classe di suscettibilità alta costituita dalla coltre di sedimenti alluvionali del settore montano e della pianura di età compresa tra l'Olocene e l'attuale (Fig. 5.52).

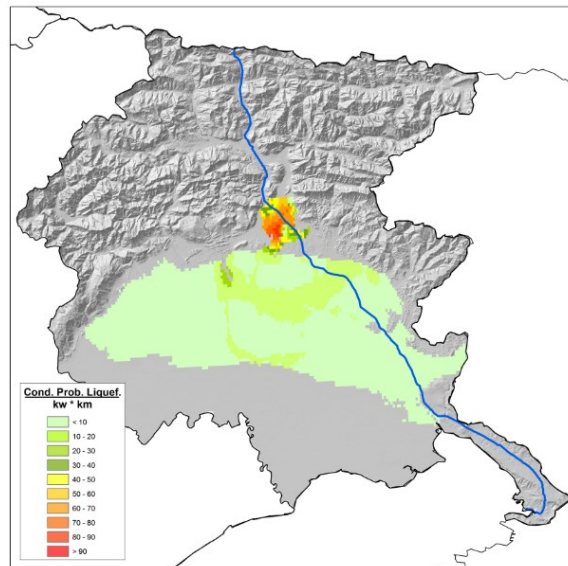


Fig. 5.48: Mappa della probabilità condizionata (in percentuale) ridotta per i fattori di correzione della magnitudo e della profondità della falda acquifera.

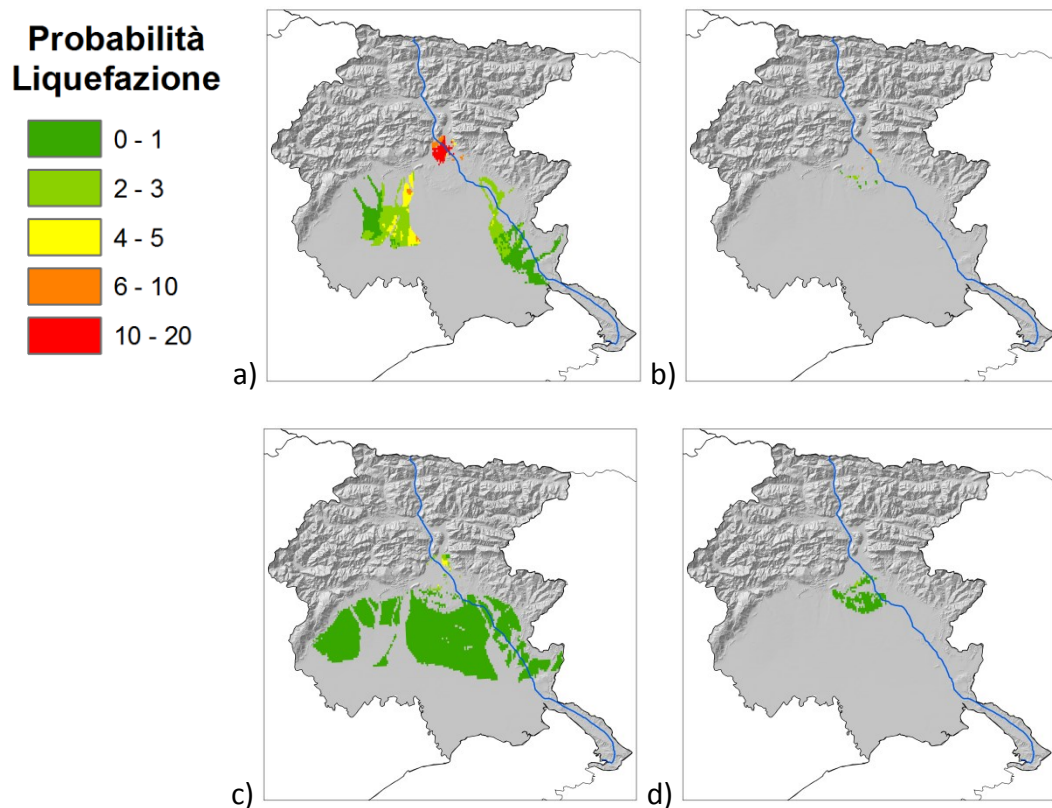


Fig. 5.49: Mappa della probabilità di liquefazione (in percentuale) per le varie categorie di suscettibilità: a) alta, b) moderata, c) bassa, d) molto bassa.

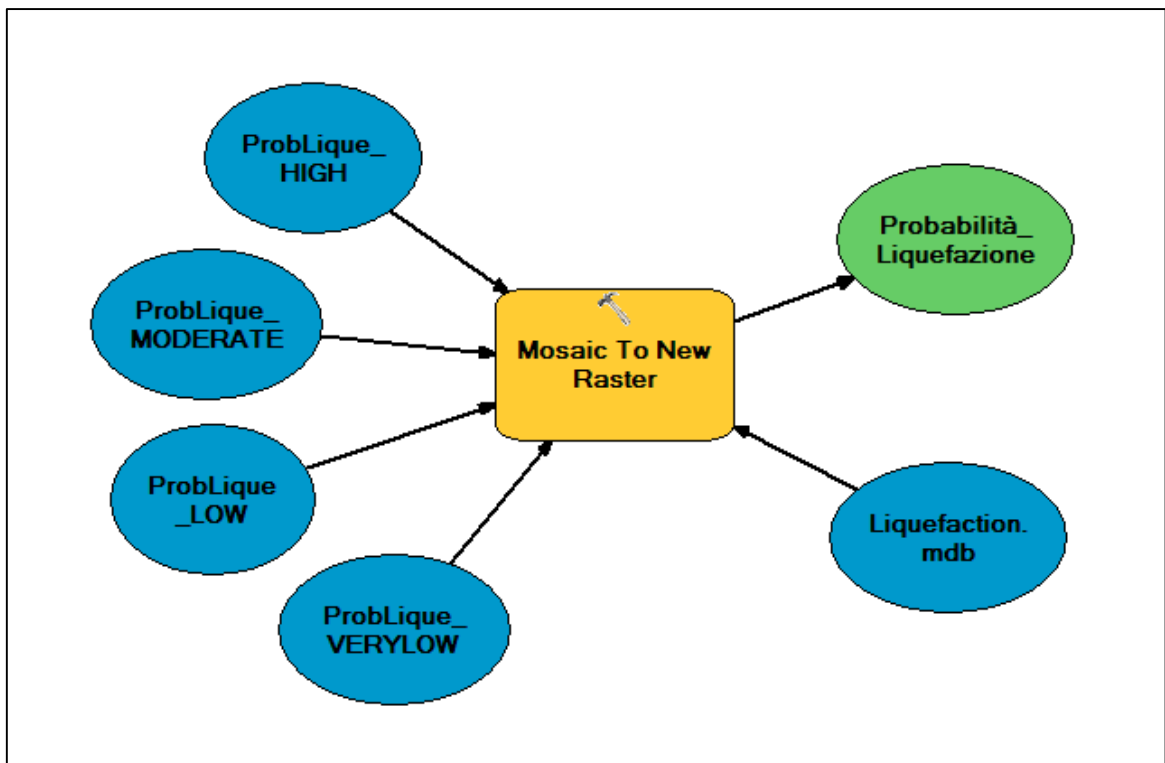


Fig. 5.50: Rappresentazione del processo di mosaicatura dei 4 raster di Fig. 5.49 tramite l’algoritmo “Mosaic to new raster” che permette di ottenere in un unico file la mappa della probabilità di liquefazione visualizzata nella figura successiva.

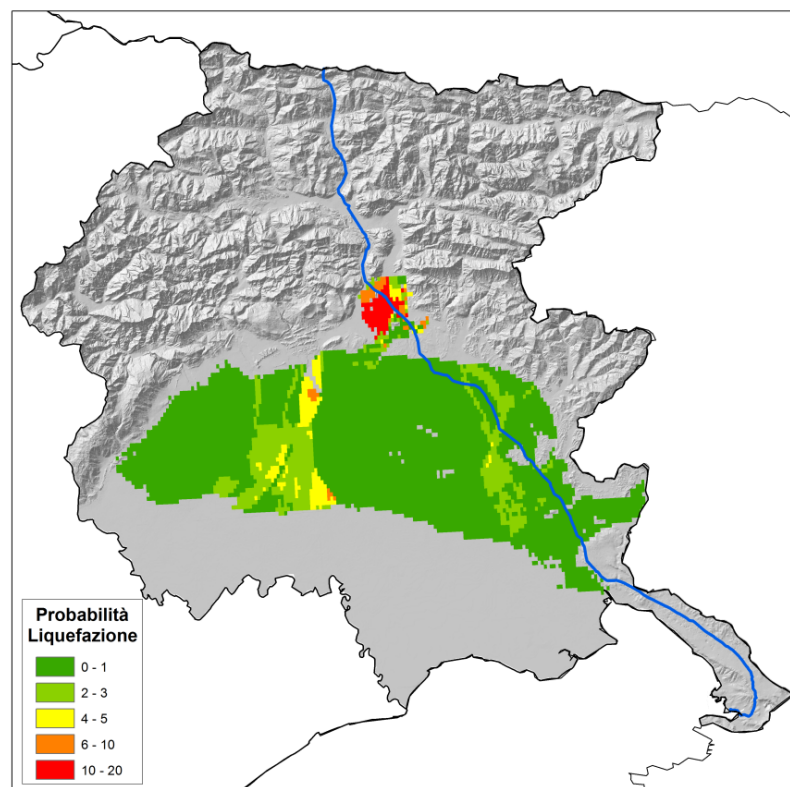


Fig. 5.51: Mappa della probabilità alla liquefazione dopo il processo di “mosaicatura”.

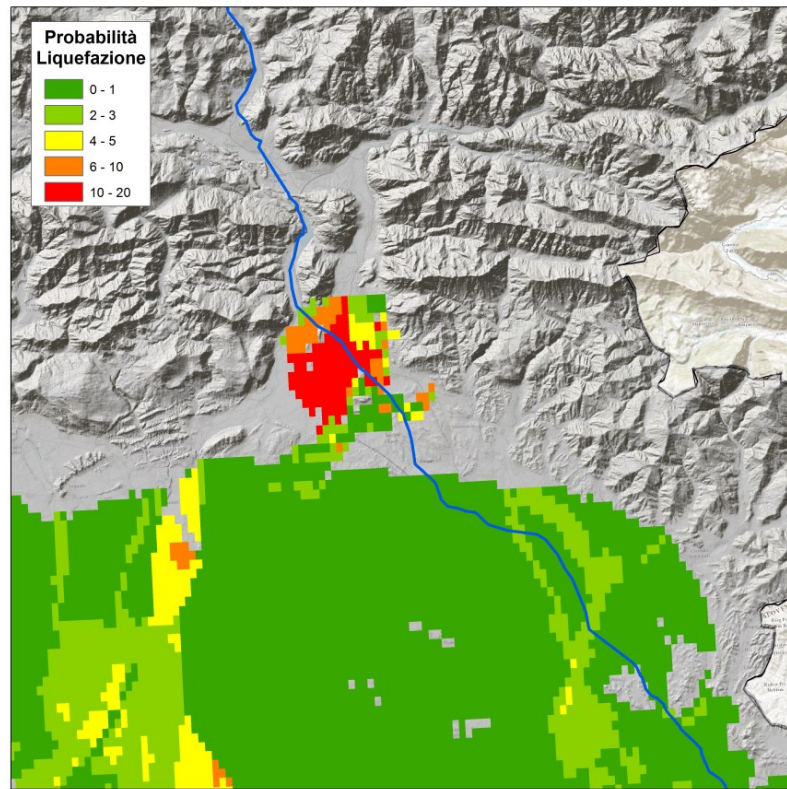


Fig. 5.52: Particolare della mappa di probabilità di liquefazione.

5.2.4 Spostamento permanente del terreno

5.2.4.1 Dislocazioni laterali (*lateral spread*)

Lo spostamento permanente del terreno causato dalle dislocazioni laterali (*lateral spreading*) è stato calcolato usando la seguente relazione:

$$E[PGD_{SD}] = K_{\Delta} * E[PGD \mid \left(\frac{PGA}{PL_{SC}}\right) = a]$$

Eq. 5.6

dove:

$E[PGD \mid (PGA/PL_{SC}) = a]$

è il previsto spostamento permanente del terreno per una data categoria di suscettibilità sottoposta a un specifico livello di scuotimento normalizzato ($PGA/PGA(t)$). Tale termine è basato su una $M_w=7.5$. $PGA(t)$ è la soglia di PGA necessaria per indurre la liquefazione differenziata per categorie di suscettibilità (vedi Tab. 5.12).

K_{Δ}

fattore di correzione dello spostamento causato da magnitudo differenti da 7.5:

$$K_{\Delta} = 0.0086M^3 - 0.0914M^2 + 0.4698M - 0.9835 \quad (\text{Seed e Idriss 1982})$$

Eq. 5.7

Con M uguale alla magnitudo momento M_w .

La relazione per ottenere le dislocazioni laterali è stata sviluppata tramite la relazione dell'Indice di Severità di Liquefazione (LSI) presentato da Youd e Perkinson (1987). I livelli di scuotimento di Fig. 5.53 sono stati normalizzati, per ogni categoria di suscettibilità di liquefazione, da una soglia della $PGA(t)$ al di sotto della quale la probabilità di liquefazione è pari a zero. I valori di soglia della $PGA(t)$ sono mostrati nella

Tab. 5.12.

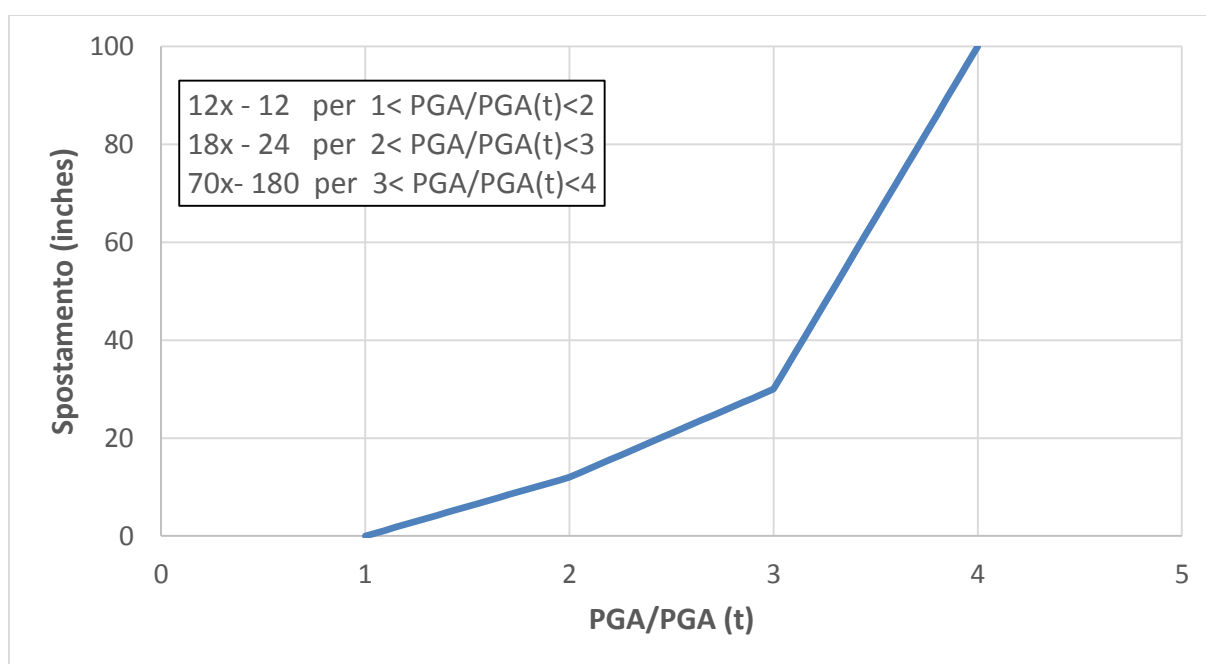


Fig. 5.53: Relazione dello spostamento causato dalla dislocazione laterale (Youd a Perkins 1978; Sadigh et al., 1986).

Categorie di suscettibilità	PGA(t)
Molto alta	0.09
Alta	0.12
Moderata	0.15
Bassa	0.21
Molto bassa	0.26
Nessuna	N/A

Tab. 5.12: Soglie di PGA(t) corrispondenti alla probabilità zero di liquefazione.

Nel caso in esame, sulla base delle indicazioni derivate dalla mappa di probabilità di liquefazione di Fig. 5.49, è stata presa in considerazione per il calcolo della valutazione delle dislocazioni laterali soltanto la categoria di suscettibilità alta, cioè quella che ha dato le maggiori possibilità di liquefazione; pertanto, le altre categorie sono state escluse dalla valutazione della deformazione permanente del terreno (PGD). Nel calcolo della probabilità di liquefazione è stato utilizzato come input della pericolosità sismica la valutazione deterministica dello scuotimento in termini di PGA derivata dallo scenario del 1976 considerando una magnitudo di 6.4 (vedi Fig. 4.26).

Il primo passaggio è stato il rapporto tra i valori di PGA ottenuti dalla valutazione deterministica e il valore di PGA(t) di soglia di Tab. 5.12 che per la categoria di suscettibilità alta è uguale a 0.12 g, al di sotto di tale valore abbiamo una probabilità nulla di liquefazione. In ambiente GIS è stato eseguito tale rapporto e la conseguente intersezione con l'areale corrispondente alla categoria di suscettibilità alta (vedi Fig. 5.54).

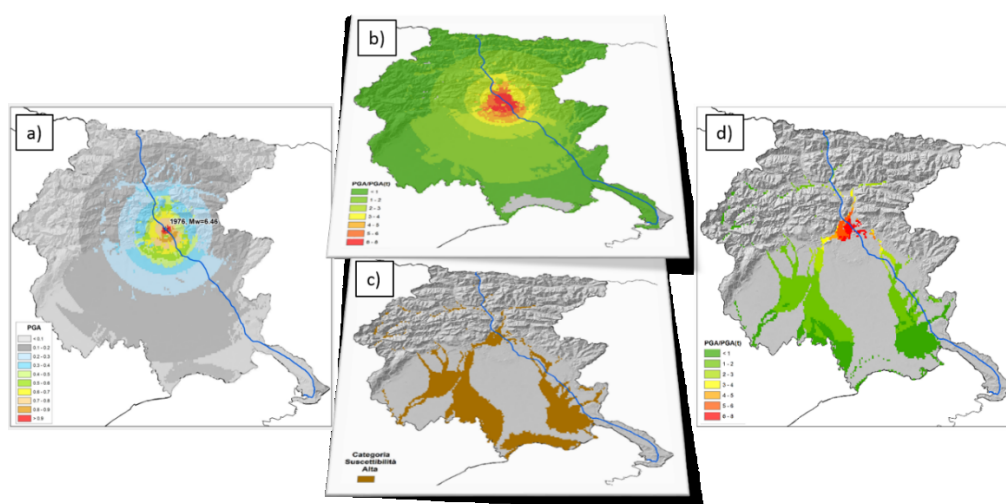


Fig. 5.54: Procedura per il calcolo del rapporto PGA/PGA(t): a) scenario 1976 – PGA; b) PGA/PGA(t), con PGA(t)=0.12 (categoria di suscettibilità alta) per l'intero territorio regionale; c) mappa della categoria di suscettibilità alla liquefazione alta; d) PGA/PGA(t) per la categoria di suscettibilità alta.

Sulla base della relazione di Youd a Perkins (1978) di Fig. 5.53 abbiamo eseguito per ogni intervallo (1-2, 2-3, 3-4) del rapporto $PGA/PGA(t)$ il calcolo per ottenere lo spostamento atteso. Nell'intervallo tra 3 e 4 abbiamo riscontrato una criticità: alcuni valori, superavano il valore di 100 pollici che è il limite massimo dato dalla relazione di Youd a Perkins (1978), per tali valori si è deciso di imporre il valore di 100. Il risultato ottenuto in quest'ultima fase è stato moltiplicato per il fattore di correzione della magnitudo che in questo caso risulta uguale a $K_{\Delta}=0.534$ utilizzando come magnitudo $M_w=6.4$.

In Fig. 5.55 è mostrato il risultato finale dello spostamento (misurato in cm), il valore massimo ha raggiunto un valore compreso tra 100 e 135 cm in corrispondenza del bacino idrografico di Gemona e Osoppo.

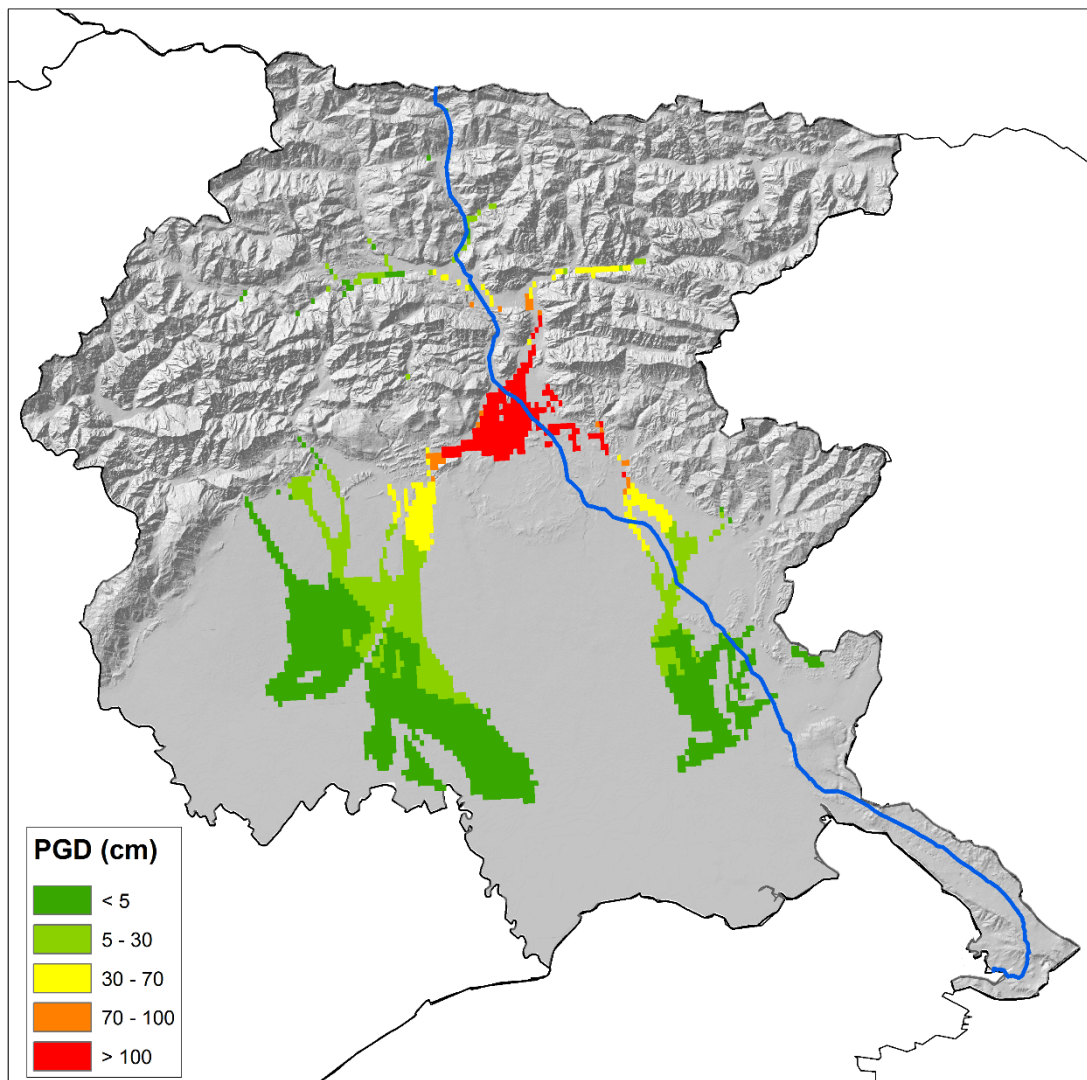


Fig. 5.55: Deformazione permanente del terreno (PGD) causa dislocazioni laterali indotta dalla liquefazione.

5.2.4.2 Cedimenti del suolo (*ground settlement*)

Il cedimento del suolo associato alla liquefazione risulta essere correlato alle categorie di suscettibilità di liquefazione. Tale assunzione è in accordo con la procedura presentata dalla relazione di Tokimatsu and Seed (1987), che indica una forte correlazione tra il cedimento e la densità relativa del suolo, misurata tramite la suscettibilità. Basandoci su queste considerazioni, l'ampiezza del cedimento del terreno è data in Tab. 5.13 per quei depositi in cui è stata stimata la probabilità di liquefazione. Ad essa è associata un'incertezza assunta avere una distribuzione uniforme di 1.5/2 volte il rispettivo valore.

I cedimenti indotti da liquefazione possono pertanto essere valutati come prodotto tra la probabilità di liquefazione per un dato livello di scuotimento (PGA) e l'ampiezza caratteristica di cedimento per ogni categoria di suscettibilità derivata dallo studio di Tokimatsu and Seed (1987).

Categorie di suscettibilità	Cedimento (cm)
Molto alta	31
Alta	15
Moderata	5
Bassa	3
Molto bassa	0
Nessuna	0

Tab. 5.13: Ampiezze del cedimento del suolo in rapporto alle classi di suscettibilità (Tokimatsu and Seed, 1987).

In Fig. 5.56 è mostrato il previsto cedimento per lo scenario del 1976 $M_w=6.4$. Per la categoria di suscettibilità alta abbiamo ottenuto un valore di cedimento massimo di 5 cm, per la categoria a moderata suscettibilità valori massimi intorno a 1 cm, per la categoria a bassa suscettibilità valori prossimi allo zero.

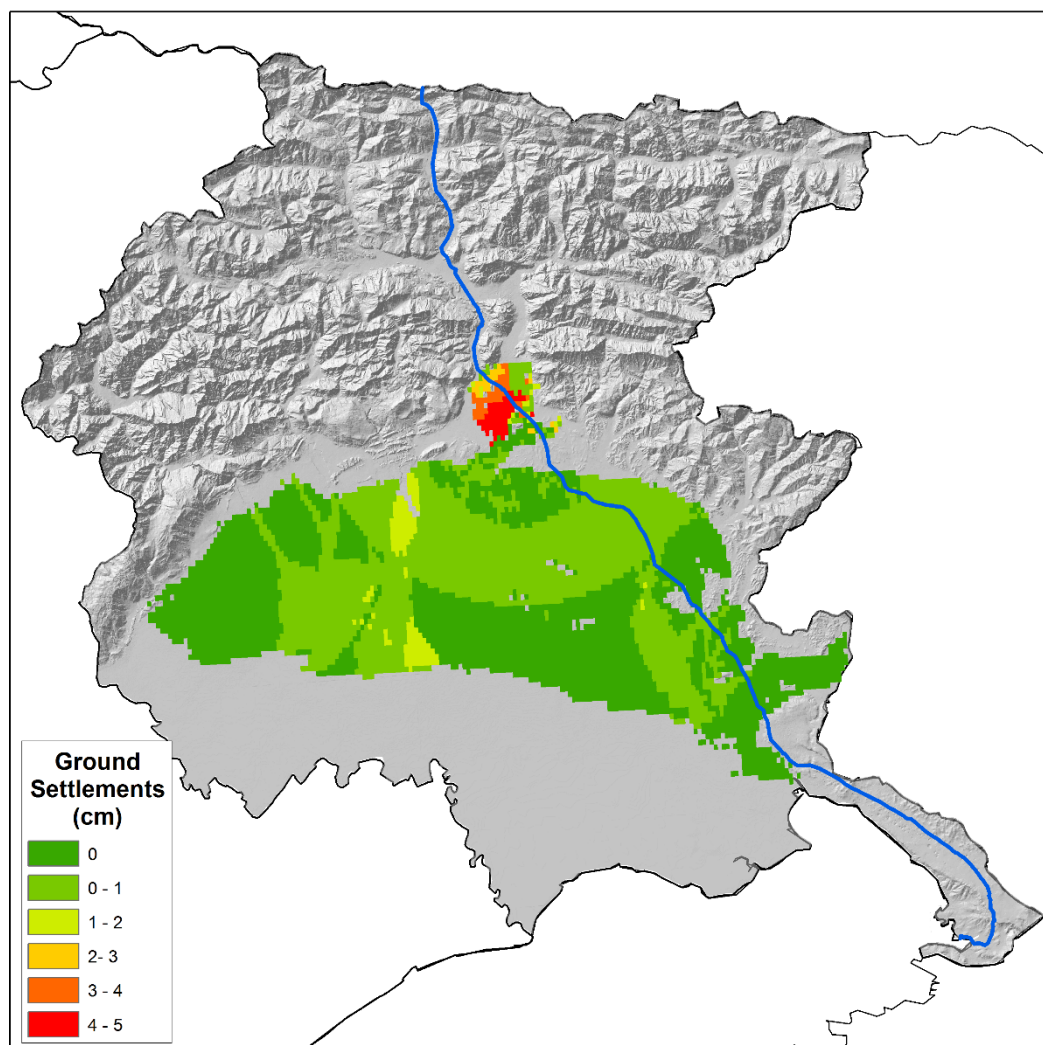


Fig. 5.56: “Ground settlements” per lo scenario 1976 $M_w=6.4$.

5.3 Frana

5.3.1 Introduzione

La valutazione dello spostamento permanente indotto da fenomeni franosi dipende da numerosi fattori; in Fig. 5.57 è rappresentato il diagramma di flusso della procedura utilizzata. È stata utilizzata la procedura descritta da HAZUS (FEMA, 2003) che comporta il calcolo di elaborati intermedi che permettono di valutare lo spostamento permanente del terreno (PGD). Il passaggio iniziale riguarda la costruzione della mappa di suscettibilità che sarà analizzata sulla base dell'unità geologica, dell'angolo dall'acclività del pendio e dell'accelerazione critica. L'accelerazione critica verrà utilizzata per il calcolo della mappa delle zone instabili mediante l'utilizzo anche di un altro livello informativo costituito dalla mappa dello scuotimento in termini di picco di accelerazione (PGA).

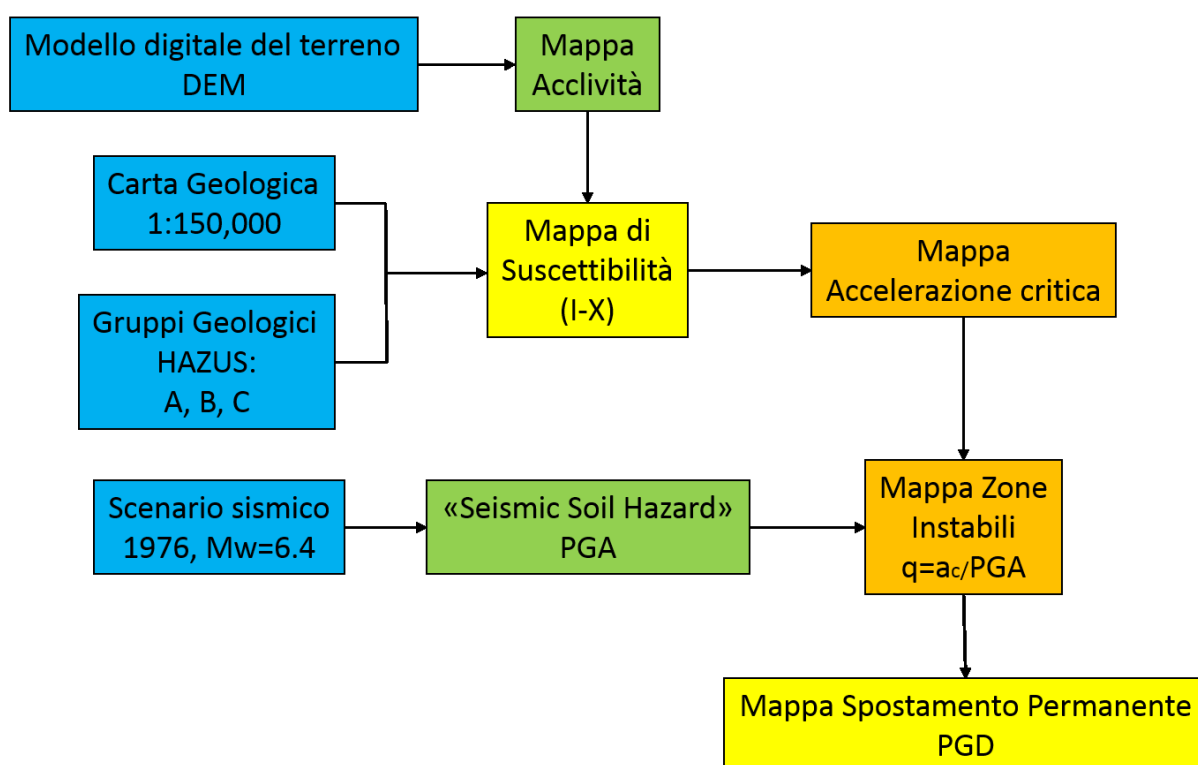


Fig. 5.57: Flusso di lavoro della procedura del calcolo per valutare lo spostamento permanente indotta da fenomeni franosi. In blu sono evidenziati i dati di input mentre in verde e arancione i risultati intermedi per poter ottenere, in giallo, le due mappe più importanti, quella della suscettibilità alla franosità e quella dello spostamento permanente.

Per la stima dello spostamento permanente del terreno (PGD), causato da movimenti franosi, ci siamo basati sul metodo sviluppato da Newmark (1965) che consiste in un'analisi

numerica dinamica. Il metodo proposto da Newmark considera un blocco rigido che scorre su un piano inclinato quando è sottoposto ad una accelerazione dovuta all'azione di un terremoto (Fig. 5.58). Lo spostamento indotto dall'evento sismico è stimato integrando due volte rispetto al tempo la parte di accelerogramma che supera la soglia di accelerazione critica (a_c) richiesta per superare la resistenza al taglio ed avviare così lo slittamento (Fig. 5.59).

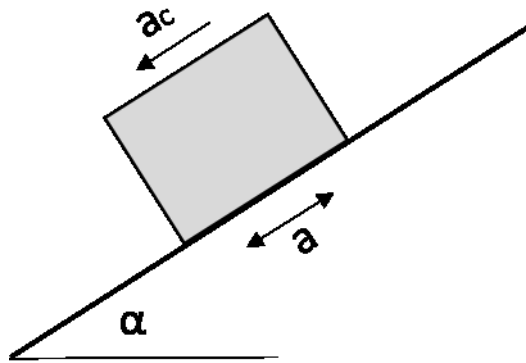


Fig. 5.58: Modello di blocco rigido usato nell'analisi di Newmark (1965).

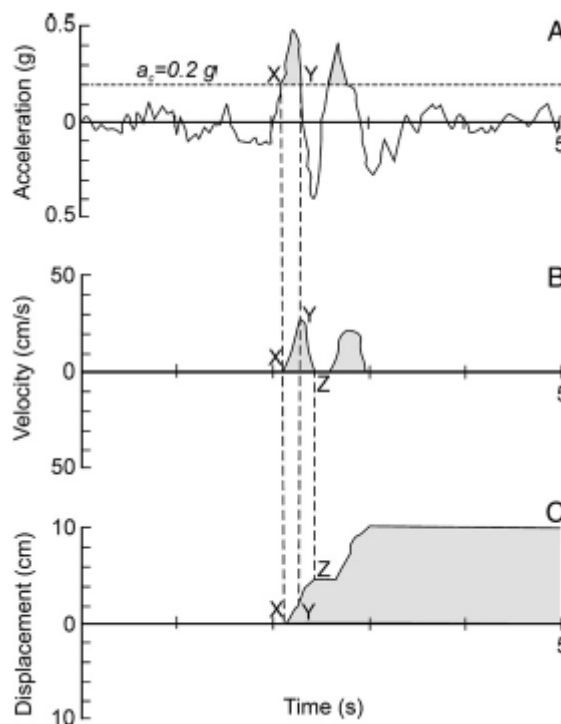


Fig. 5.59: Dimostrazione del metodo di Newmark (Wilson and Keefer, 1983): A) accelerogramma di un terremoto con l'accelerazione critica $a_c = 0.2 \text{ g}$ (linea tratteggiata); B) velocità del blocco rigido rispetto al tempo; C) spostamento del blocco rigido in funzione del tempo.

L'accelerazione critica a_c di questo blocco rigido è una semplice funzione del fattore di sicurezza e della geometria del corpo di frana espressa come:

$$a_c = (FS - 1)g \sin\alpha$$

Eq. 5.8

l'accelerazione critica a_c è misurata in termini di g , FS è il fattore di sicurezza mentre α è generalmente approssimato come l'angolo d'inclinazione del pendio. L'analisi con il metodo di Newmark richiede, pertanto, la conoscenza del fattore di sicurezza, dell'angolo d'inclinazione e la selezione di un accelerogramma rappresentativo di un terremoto tipo per il sito considerato. Nello studio in esame, per ottenere la stima dello spostamento permanente del terreno è stato utilizzato un approccio semplificato del metodo di Newmark (1965) in quanto, sulla base delle conoscenze disponibili sono state utilizzate relazioni empiriche tra i parametri di spostamento di Newmark, l'accelerazione critica a_c e il parametro di scuotimento espresso in termini di PGA.

5.3.2 Suscettibilità alla frana

La suscettibilità alla frana dei pendii, dipende dalle condizioni geologiche, idrogeologiche e dell'angolo di pendenza. Per effettuare la zonazione della suscettibilità alla franosità indotta da eventi sismici la procedura di HAZUS (FEMA, 2003) adotta la relazione sviluppata da Wilson e Keefer (1985) che è rappresentata nelle Tab. 5.14 e Tab. 5.15. La suscettibilità al franamento è misurata su una scala da I a X, dove I rappresenta la più bassa suscettibilità. Le condizioni idrogeologiche sono di due tipi, una nel caso di condizioni asciutte in cui il livello della falda è sotto il piano di scivolamento e un'altra quando il livello della falda è sopra il livello di scivolamento. Queste classi risultano essere molto basse per pendenza quasi orizzontali e nei materiali più resistenti mentre la suscettibilità alla frana aumenta con l'incremento della pendenza e il decremento della resistenza dei suoli. Le classi ad alta suscettibilità di grado VIII, IX, e X includono pendii ripidi e rocce dure, mentre per i suoli a bassa resistenza della classe C (HAZUS) si può ottenere il massimo grado di suscettibilità anche per pendenze della classe tra 15 e 20 gradi.

Classe	Gruppo geologico	Angolo di inclinazione (gradi)					
		0°-10°	10°-15°	15°-20°	20°-30°	30°-40°	> 40°
A	Rocce cristalline o sedimentarie ben cementate ($\varphi=35^\circ$ $c'=15\text{kPa}$)	0	0	I	II	IV	VI
B	Terreni sabbiosi o rocce sedimentarie poco cementate ($\varphi=35^\circ$ $c'=0\text{ kPa}$)	0	II	IV	V	VI	VII
C	Terreni argillosi, poco compatti, frane quiescenti ($\varphi=20^\circ$ $c'=15\text{kPa}$)	V	VI	VII	IX	IX	X

Tab. 5.14: Classi di suscettibilità al franamento con il livello della falda sotto il piano di scivolamento secondo Wilson e Keefer (1985).

Classe	Gruppo geologico	Angolo di inclinazione (gradi)					
		0°-10°	10°-15°	15°-20°	20°-30°	30°-40°	> 40°
A	Rocce cristalline o sedimentarie ben cementate ($\varphi=35^\circ$ $c'=15\text{kPa}$)	0	III	VI	VII	VIII	VIII
B	Terreni sabbiosi o rocce sedimentarie poco cementate ($\varphi=35^\circ$ $c'=0\text{ kPa}$)	V	VIII	IX	IX	IX	X
C	Terreni argillosi, poco compatti, frane quiescenti ($\varphi=20^\circ$ $c'=15\text{kPa}$)	VII	IX	X	X	X	X

Tab. 5.15: Classi di suscettibilità al franamento con il livello della falda sopra il piano di scivolamento Wilson e Keefer (1985).

Per poter utilizzare la relazione proposta da Wilson e Keefer (1985) abbiamo dovuto effettuare un'elaborazione preliminare al fine di aggregare le litologie della regione Friuli Venezia Giulia con quelle suggerite dal metodo proposto. Ci siamo basati sullo studio di Slejko et al. (2011), riguardante la caratterizzazione dei suoli del Friuli Venezia Giulia, in cui è stata effettuata una classificazione dei suoli sulla base delle informazioni derivate dalla Carta Geologica alla scala 1:150.000 (Carulli, 2006). In questo lavoro le litologie sono state

classificate in accordo alle classi NEHRP (BSSC, 2004) in 5 livelli (vedi Tab. 5.16) con decrescente resistenza. La metodologia HAZUS (FEMA 2003) prevede, per il calcolo della suscettibilità indotta da fenomeni franosi, tre classi (vedi Tab. 5.14 e Tab. 5.15) con decrescente resistenza, con riferimento allo studio di Wieckzorek (1985); pertanto sono state aggregate nella classe A di HAZUS le rocce compatte e quelle stratificate, nella classe B sono state inserite le rocce evaporitiche e i sedimenti ghiaiosi ed infine nella classe C sono classificati i suoli sabbiosi, argillosi, morenici e torbosi. In Fig. 5.60 è rappresentata la mappa dei suoli della regione Friuli Venezia Giulia sulla base della classificazione data dal metodo HAZUS (FEMA 2003).

Litologia	Classi NEHRP	Classi HAZUS
Rocce compatte	A	A
Rocce stratificate	B	A
Rocce evaporitiche	C	B
Sedimenti ghiaiosi	C	B
Sabbia, argilla e sedimenti morenici	D	C
Sedimenti torbosi	E	C

Tab. 5.16: Associazione della litologia regionale del Friuli Venezia Giulia alle classi NEHRP (BSSC, 2004) e ulteriore classificazione, effettuata nel presente lavoro, al fine di utilizzarla nella metodologia HAZUS (FEMA 2003).

Un altro parametro importante per valutare la suscettibilità alla frana è l'angolo di inclinazione dei pendii. La pendenza è stata calcolata utilizzando come dato di base il Modello Digitale del terreno (DTM) con risoluzione di 20 metri di Fig. 5.33; la pendenza è stata classificata in 6 gruppi dal quasi piatto (minore di 10 gradi) a molto ripido (maggiore di 40 gradi). Il risultato è visualizzato in Fig. 5.61. Per tale tipo di operazione abbiamo utilizzato l'algoritmo presente nel *tool* "3D Analyst" di ArcGis che stima la massima variazione di elevazione tra la quota di una cella del DTM e le 8 celle limitrofe tramite una media mobile definita dallo studio di Burrough et al. (1998). Il risultato dell'elaborazione è un "grid" con valori espressi in gradi che rappresentano, dal punto di vista matematico, la derivata prima della superficie morfologica. In Fig. 5.61 è rappresentato il risultato dell'elaborazione.

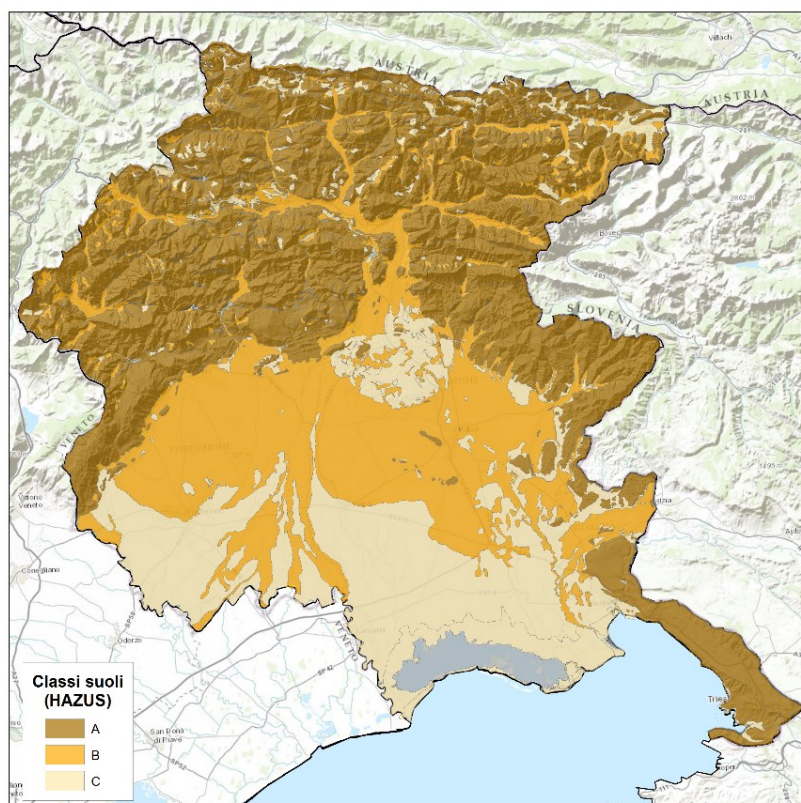


Fig. 5.60: Carta delle classi dei suoli sulla base della classificazione del metodo HAZUS (FEMA 2003).

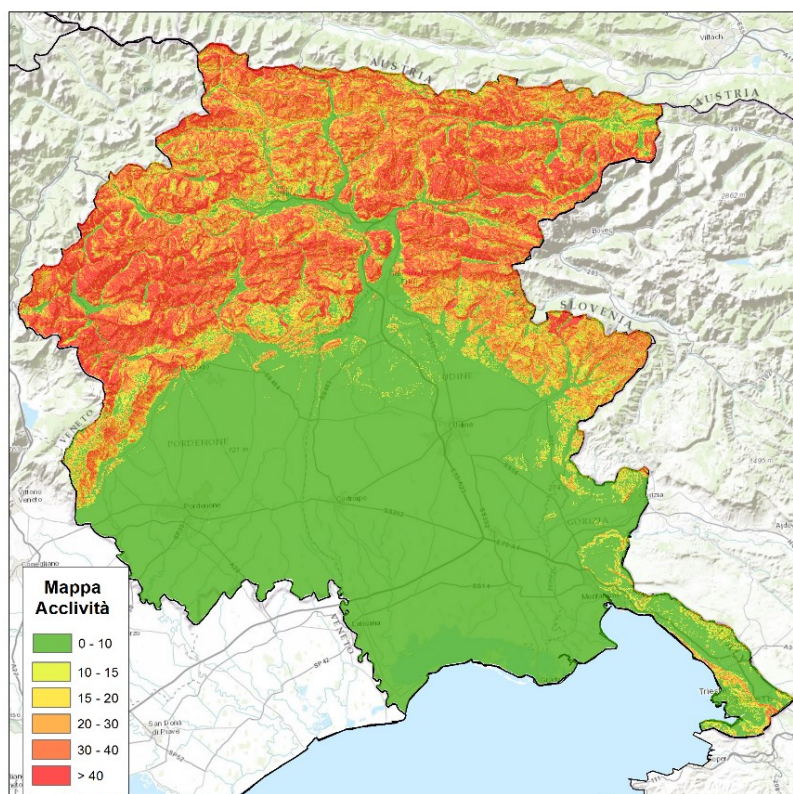


Fig. 5.61: Carta delle acclività derivato dal Modello Digitale del Terreno (DTM) del Friuli Venezia Giulia con risoluzione di 20 metri.

Il passaggio successivo per ottenere la carta della suscettibilità alla frana è stato l'editing, in ambiente GIS, dei due elaborati sopra descritti; al fine di agevolare l'operazione successiva di addizione con il raster delle classi di suolo è stata eseguita un'operazione preliminare di riclassificazione dei valori delle celle dei due raster. Nel raster delle pendenze per ognuna delle 6 classi di pendenza è stato associato un valore da 100 a 600, mentre nelle 3 classi del raster della carta del suolo sono state riclassificate con i valori da 1 a 3.

Successivamente è stata eseguita tramite l'operatore "MapAlgebra", una semplice addizione tra questi due strati informativi; abbiamo ottenuto un nuovo raster con i nuovi codici che rappresentano l'incrocio tra i valori dei due raster di partenza (vedi Tab. 5.17). Per ottenere la carta definitiva della suscettibilità abbiamo eseguito un'ulteriore riclassificazione dei valori delle celle del nuovo raster associando ai codici di Tab. 5.17 alle categorie di suscettibilità alla frana di Tab. 5.15 riducendo così le classi a 7 (Fig. 5.62).

Classi Pendenza	Reclass Slope	Classi suolo		
		1	2	3
0-10	100	101	102	103
10-15	200	201	202	203
15-20	300	301	302	303
20-30	400	401	402	403
30-40	500	501	502	503
>40	600	601	602	603

Tab. 5.17: Codici dei valori di suscettibilità.

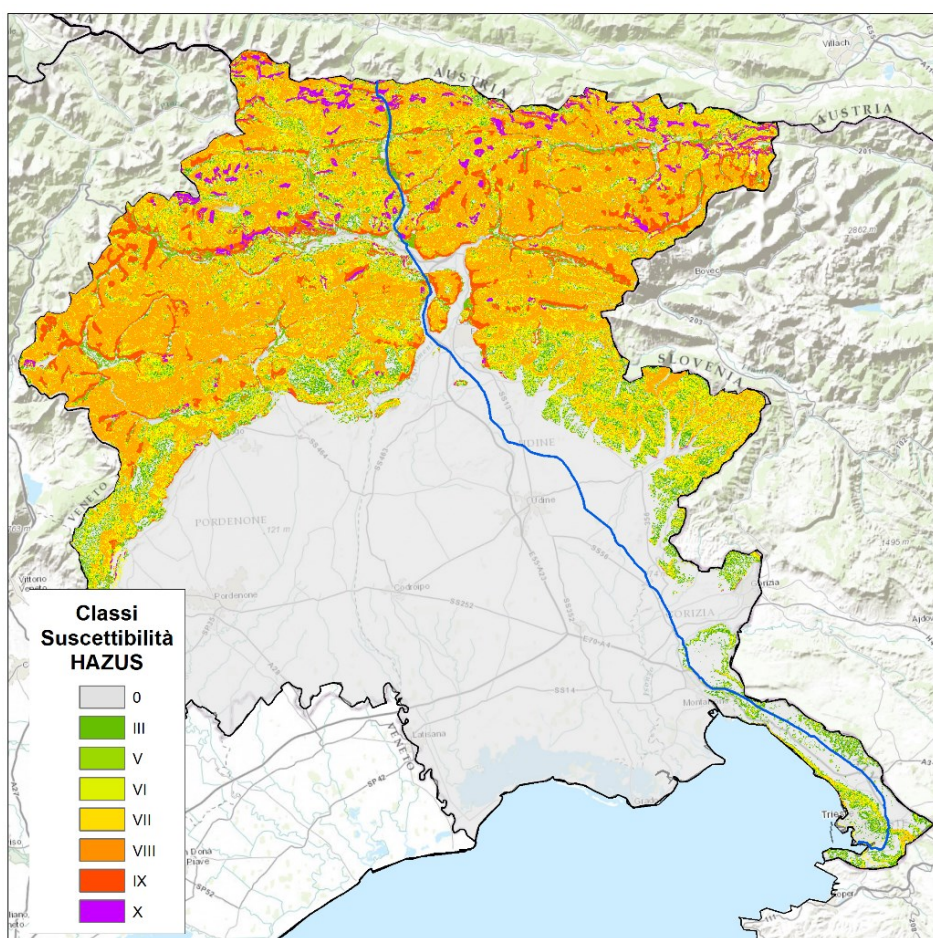


Fig. 5.62: Carta della suscettibilità alla franosità.

L'accelerazione critica a_c è definita come l'accelerazione necessaria affinché il movimento franoso abbia inizio, ed è una funzione della pendenza del versante, della resistenza del gruppo geologico e delle condizioni idrogeologiche di Tab. 5.15. In Tab. 5.18 per ogni categoria di suscettibilità alla franosità sono state definite da Wilson e Keefer (1985) le corrispondenti accelerazioni critiche (misurata in g); si noti, che per i bassi gradi di suscettibilità, l'accelerazione critica, che serve per indurre il movimento, è alta mentre risulta il contrario per le alte categorie di suscettibilità. Se l'accelerazione massima in superficie (PGA) è minore dell'accelerazione critica ($a_{max} < a_c$) lo spostamento può considerarsi nullo.

Categorie di Suscettibilità	nessuna	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X
Accelerazione Critica (g)	nessuna	0.60	0.50	0.40	0.35	0.30	0.25	0.20	0.15	0.10	0.05

Tab. 5.18: Accelerazione critica (a_c) per le categorie di suscettibilità.

5.3.3 Mappa delle zone instabili

In accordo con il modello di Newmark, lo spostamento permanente causato da movimenti gravitativi può verificarsi quando:

$$q = \frac{a_c}{PGA} < 1$$

Eq. 5.9

In Fig. 5.63 viene riportata la mappa delle zone instabili dipendente dal valore di q derivato dall'Eq. 5.9. Lo scuotimento, in termini di PGA, è differenziato per tipo di suolo ed è calcolato su base deterministica utilizzando lo scenario sismico dell'evento del 1976 con $M_w=6.4$

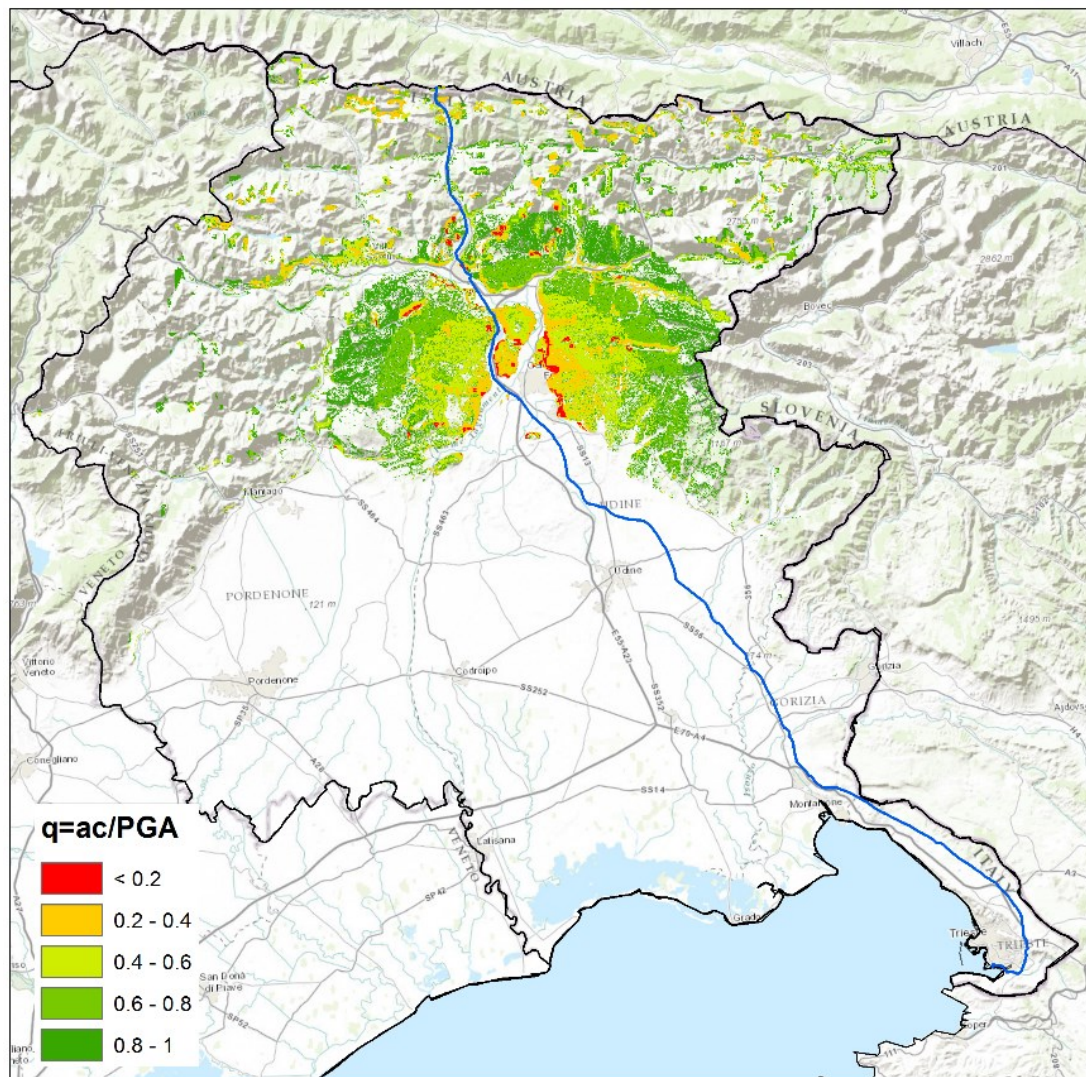


Fig. 5.63: Mappa delle zone instabili derivato dall'Eq. 5.9.

5.3.4 Spostamento permanente del terreno

Nello studio in esame, per ottenere la stima dello spostamento permanente del terreno è stato utilizzato un approccio semplificato del metodo di Newmark (1965). Gli spostamenti previsti, sulla base dello scenario sismico considerato (Fig. 4.26), sono stati ottenuti utilizzando relazioni empiriche tra i parametri di spostamento di Newmark (espressa in cm), l'accelerazione critica (a_c) e l'accelerazione massima (a_{max}). Diverse relazioni sono disponibili in letteratura, nel caso in esame abbiamo utilizzato le seguenti:

- Ambraseys e Menu (1988):

$$\log PGD = 0.90 + \log \left[\left(1 - \frac{a_c}{a_{max}} \right)^{2.53} \left(\frac{a_c}{a_{max}} \right)^{-1.09} \right] \pm 0.30$$

Eq. 5.10

basata sulla registrazione di 50 accelerogrammi derivati da 11 terremoti.

- Jibson (2007):

$$\log PGD = 0.215 + \log \left[\left(1 - \frac{a_c}{a_{max}} \right)^{2.341} \left(\frac{a_c}{a_{max}} \right)^{-1.43841} \right] \pm 0.510$$

Eq. 5.11

basata sulla registrazione di 2270 accelerogrammi derivati da 30 terremoti in differenti condizioni di sito: 10% roccia, 27% su roccia fratturata, 49% su suolo rigido e il restante 14% su suolo soffice e il set di dati contiene 6632 spostamenti di Newmark.

Le stime sono state effettuate soltanto per quelle zone dove il rapporto tra l'accelerazione critica e la PGA di scenario risulta essere minore di 1, escludendo così quelle aree dove la PGA è risultata minore dell'accelerazione critica, considerando spostamenti nulli in tali aree.

In Fig. 5.64 e Fig. 5.65 è mostrata la carta della distribuzione degli spostamenti stimati sulla base della relazione di Ambraseys e Menu (1988).

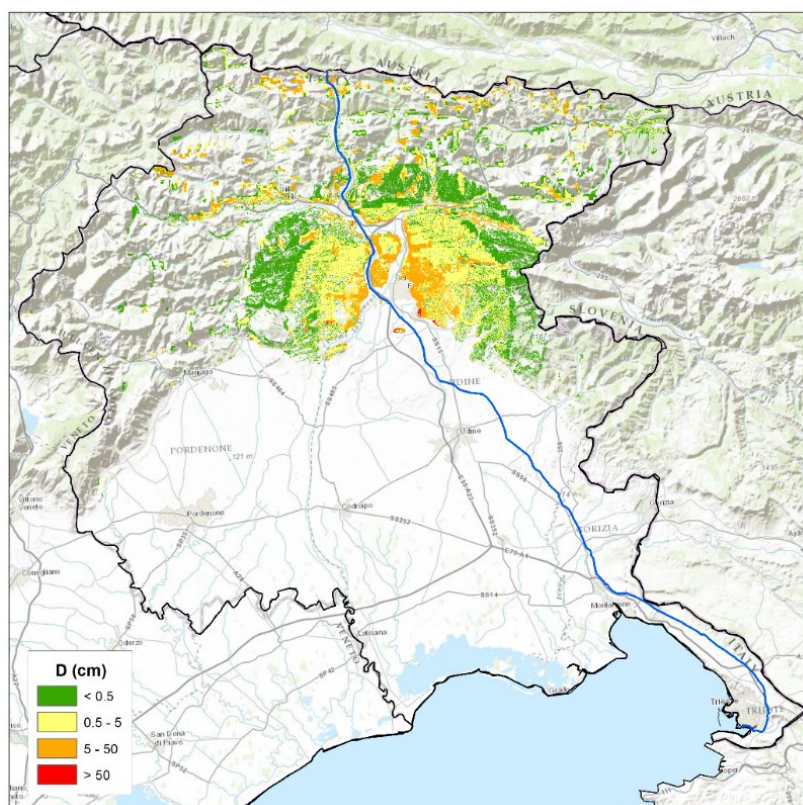


Fig. 5.64: Carta degli spostamenti permanenti del terreno stimati per lo scenario del terremoto del maggio 1976 utilizzando la funzione data dall'Eq. 5.10 di Ambraseys e Menu (1988).

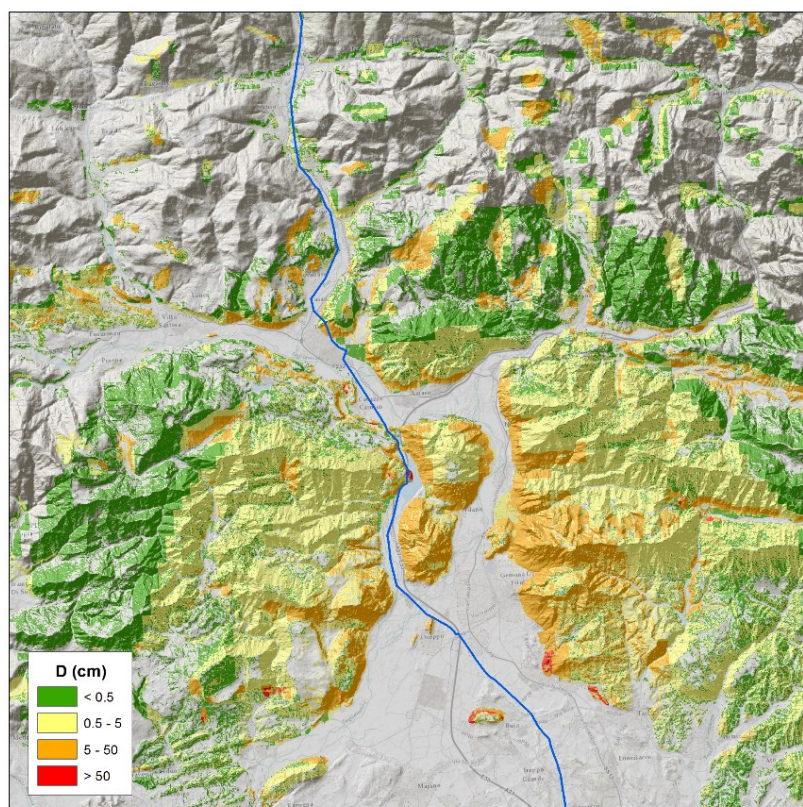


Fig. 5.65: Particolare della Carta degli spostamenti secondo la relazione di Ambraseys e Menu (1988).

In Fig. 5.66 è mostrata la carta degli spostamenti derivata dalla relazione proposta da Jibson (2007), nei due particolari evidenziati con i cerchi rossi, sono visualizzate le aree a maggior rischio per la condotta interrata in cui si ottengono valori di spostamento intorno i 40-50 cm.

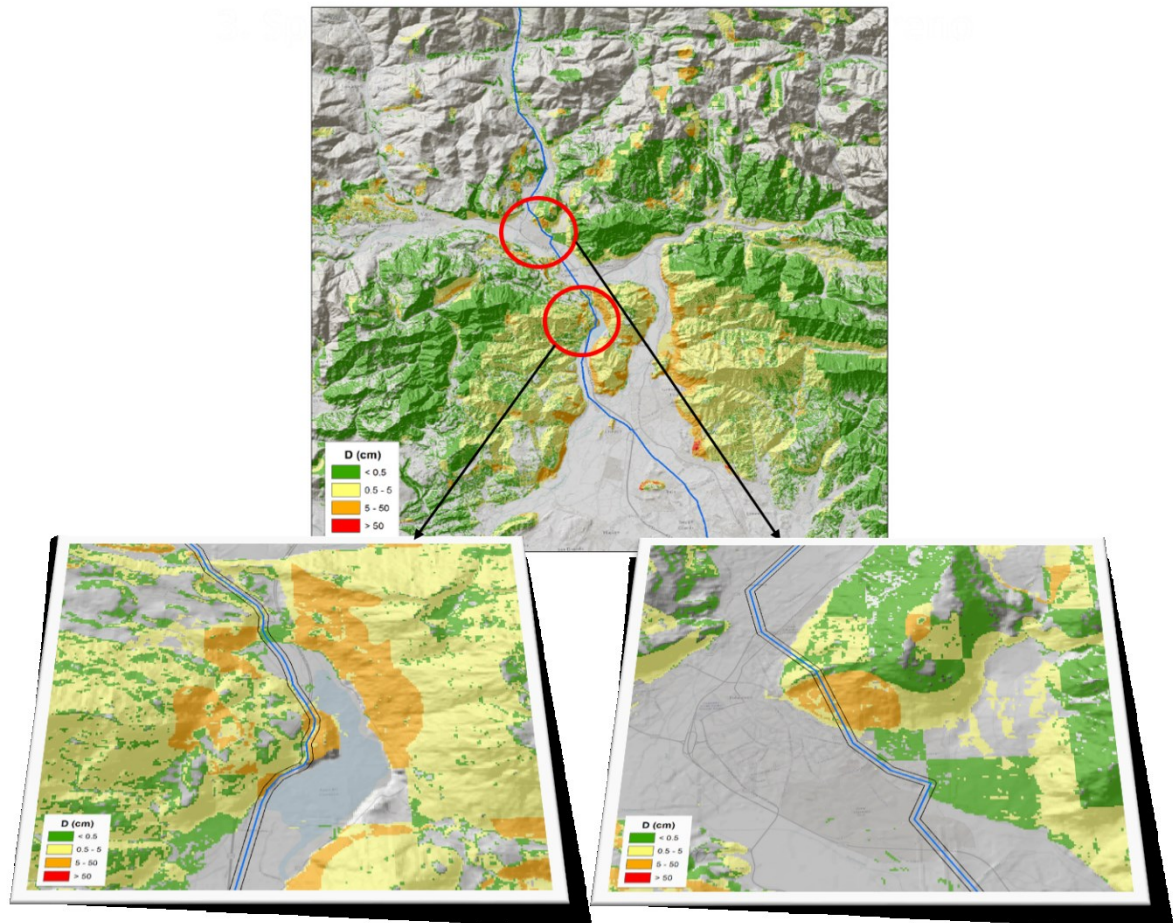


Fig. 5.66: Distribuzione degli spostamenti utilizzando la relazione data dall'Eq. 5.11 di Jibson (2007), nelle due mappe in basso sono visualizzate due aree in cui la condotta interrata attraversa aree con possibilità di spostamenti del terreno intorno ai 40-50 cm causate da fenomeni franosi.

Oltre a queste due relazioni, Jibson (2007) ha utilizzato anche come parametro di caratterizzazione dello scuotimento l'intensità di Arias (I_a) al posto della PGA:

$$\log PGD = 2.401 \log I_a + -3.481 \log a_c + 3.230 \pm 0.656$$

Eq. 5.12

usando come dati di input 875 spostamenti di Newmark. Come input è stata utilizzata l'Intensità di Arias derivata dallo scenario sismico del 1976, applicando la relazione di attenuazione di Sabetta e Pugliese (1996) di Fig. 4.27.

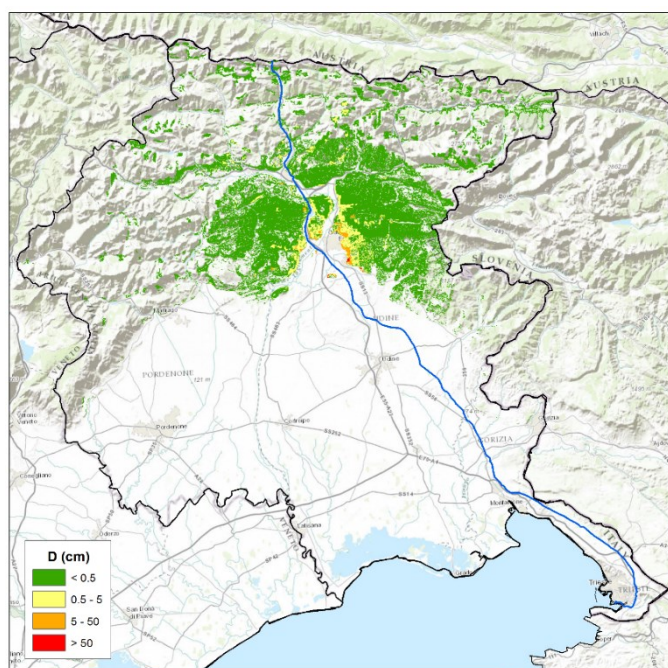


Fig. 5.67: Carta degli spostamenti permanenti del terreno stimati per lo scenario del terremoto del maggio 1976 utilizzando la funzione data dall'Eq. 5.12 di Jibson (2007).

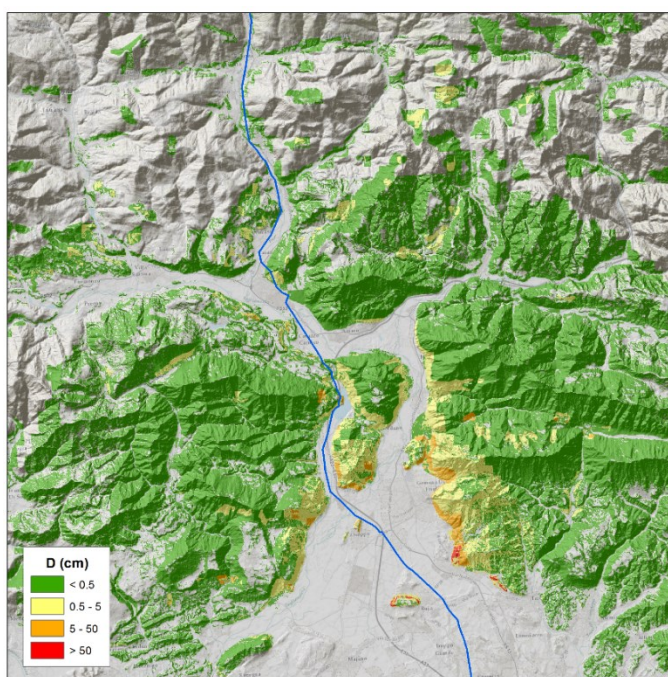


Fig. 5.68: Particolare della carta degli spostamenti secondo la relazione di Jibson (2007).

Le classi di spostamento utilizzate nelle mappe di distribuzione degli spostamenti sono state estratte dallo studio di Legg e Slosson (1984), in cui ad ogni classe è stato collegato un grado di danno atteso sui manufatti (Tab. 5.19).

Legg & Slosson (1984) Spostamenti (cm)	Grado di danno
<0.5	Irrilevante
0.5-5	Modesto
5-50	Moderato/Forte
>50	Elevato/Severo

Tab. 5.19: Stati limite di danno.

Gli istogrammi di Fig. 5.69 presentano il confronto tra le distribuzioni degli spostamenti calcolati nell'intera area di studio, in base alle Eq. 5.10 Eq. 5.11 e Eq. 5.12. Considerando le relazioni basate su PGA, quella di Ambraseys risulta più cautelativa per valori di spostamento maggiori di 0.5 cm mentre per valori minori di 0.5 cm la relazione di Jibson risulta più alta con valori prossimi al 64%. Utilizzando, invece, la relazione di Jibson (2007) che utilizza come parametro di scuotimento l'intensità di Arias, abbiamo ottenuto valori di distribuzione degli spostamenti molto alti nella classe inferiore a 0.5 cm e valori molto bassi nelle altre classi.

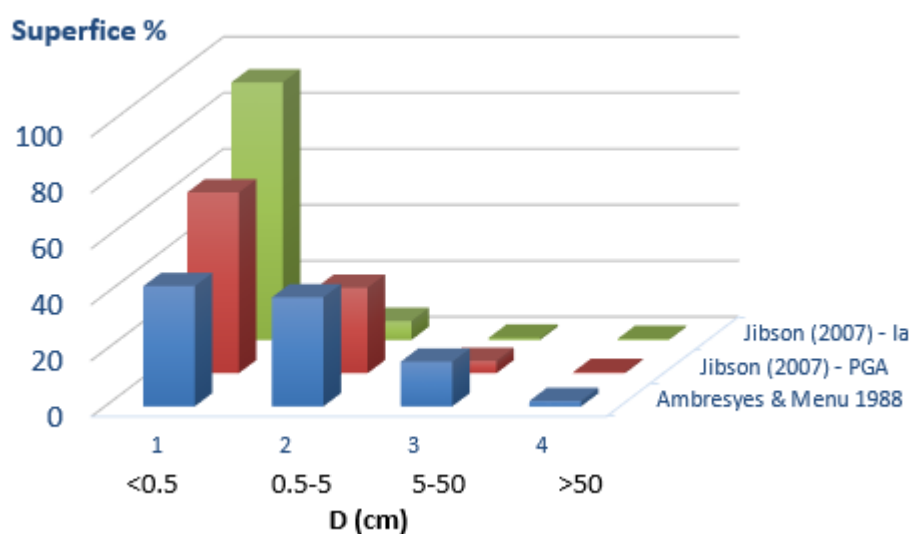


Fig. 5.69: Confronto tra la distribuzione degli spostamenti all'interno dell'area di studio e tra le diverse correlazioni.

È stato anche realizzato un calcolo della PGD utilizzando come dato di input l'Intensità di Arias derivata dal calcolo probabilistico di pericolosità sismica per una probabilità di eccedenza in 50 anni del 10% e 2% (Fig. 4.18). Il risultato ottenuto è mostrato nelle Fig. 5.70 e Fig. 5.71. Nel primo caso sono stati ottenuti valori molto bassi inferiore ai 5 cm per tutta l'area

di studio mentre per una probabilità di eccedenza del 2% si è raggiunto nell'area di studio valori massimi superiori a 50 cm.

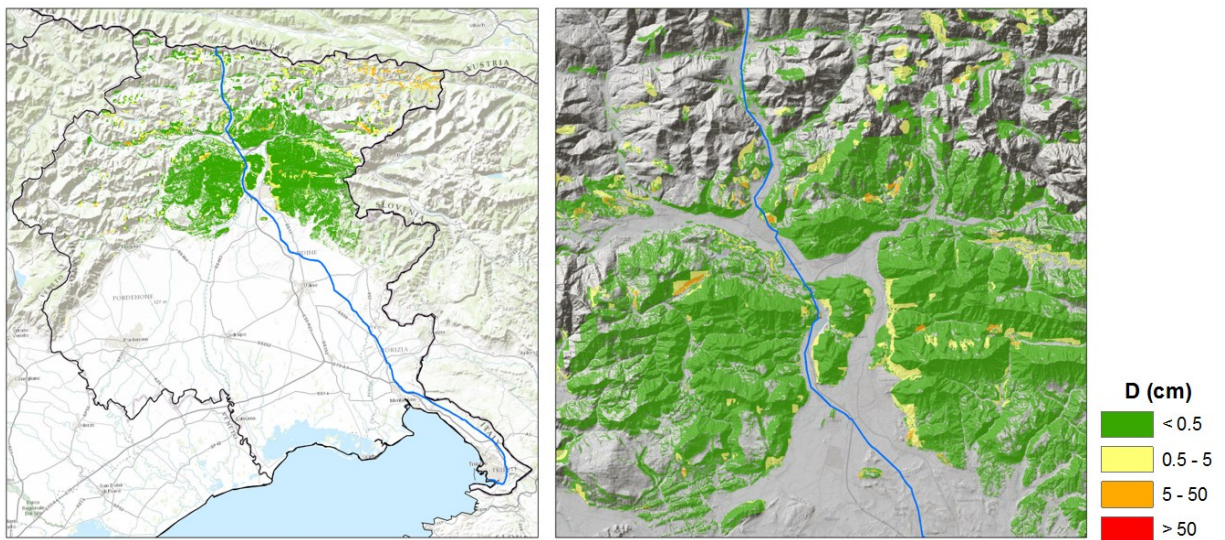


Fig. 5.70: PGD utilizzando l'Intensità di Arias con 10% di probabilità di eccedenza in 50 anni.

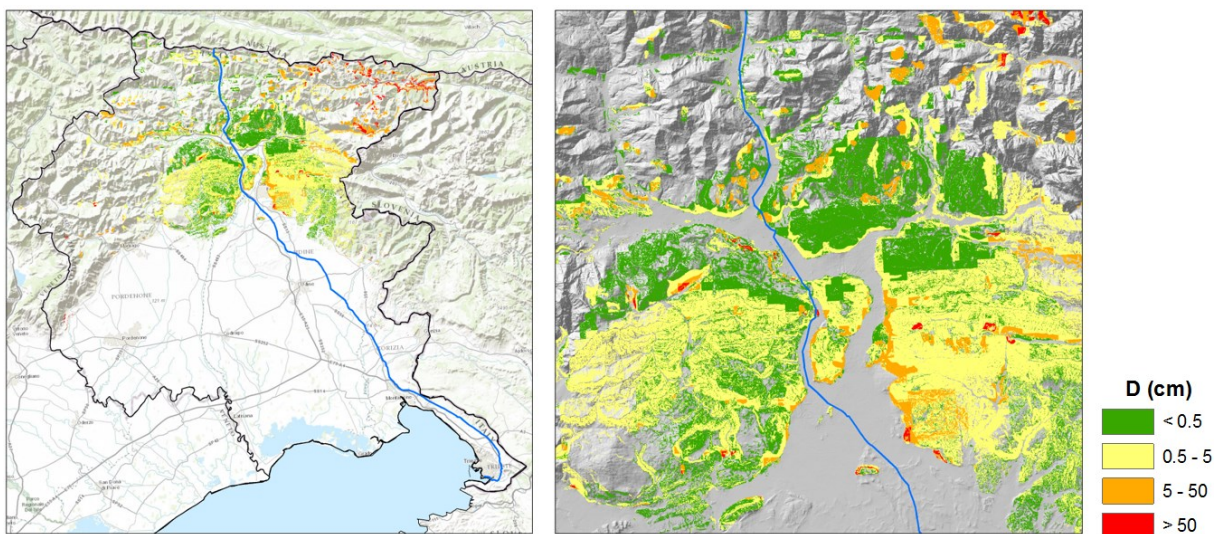


Fig. 5.71: PGD utilizzando l'Intensità di Arias con 2% di probabilità di eccedenza in 50 anni.

6 Analisi di vulnerabilità del sistema oleodotto

La vulnerabilità sismica degli elementi oggetto di studio viene espressa in termini di danno fisico diretto, valutato mediante curve di fragilità, o funzioni di danno, calibrate empiricamente, che danno la probabilità di raggiungere o superare differenti stati di danneggiamento dato il valore di scuotimento del terreno a cui è sottoposto l'elemento considerato. Per applicare tali curve, in generale, è necessario avere a disposizione la seguente serie di dati: classificazione dell'elemento considerato, definizione dei livelli di danno atteso, valori del parametro di scuotimento (PGA, PGV) da associare all'elemento considerato (esso rappresenta la variabile casuale che si considera abbia una distribuzione lognormale), media e deviazione standard delle curve di fragilità (variano in funzione della classe di appartenenza dell'elemento e del livello di danno considerato).

6.1 Tubazione interrata

La tubazione interrata è un elemento a rischio particolare rispetto agli altri elementi del sistema di trasporto energetico, infatti, essendo tale componente interrata è suscettibile oltre alle deformazioni transienti causate dal passaggio delle onde S anche dalle deformazioni permanenti del terreno, indotte da fenomeni come la fagliazione superficiale, la liquefazione e i movimenti gravitativi che possono indurre rotture del terreno. In Tab. 6.1 è mostrato, a seconda del tipo di deformazione presa in considerazione (transiente o permanente), il tipo di parametro utilizzato, la scelta del modello di vulnerabilità e il relativo tipo di risultato ottenibile.

Tubazione Interrata		Tipo Parametro	Curve di fragilità	Tipo di risultato
Tipo di deformazione	Permanente	PGD Scenario sismico e HAZUS (FEMA, 2003)	ALA (2001)	Tasso di riparazione RR
		PGA (PSHA)	Lanzano (2013b)	Perdita contenuto
	Transiente	PGV (PSHA)	Lanzano (2013a)	Perdita contenuto

Tab. 6.1: Tipi di deformazioni per le tubazioni interrate e relativi parametri di scuotimento, curve di fragilità e tipologie di risultati.

Sulla base delle indicazioni delle linee guida da parte dell'*American Lifeline Alliance* (ALA, 2001), la vulnerabilità sismica di strutture interrato è descritta da curve che riportano un indicatore prestazionale, come il tasso di riparazione (numero di rotture e quindi di riparazioni per chilometro) stimato sulla base di dati empirici (osservazionali), in funzione di un parametro rappresentativo dello scuotimento o rottura del terreno (es. PGA, PGV, PGD).

Il danneggiamento causato da “deformazioni permanenti del terreno” (PGD) provoca maggiori effetti distruttivi rispetto allo scuotimento del terreno. È stata utilizzata la relazione empirica sviluppata da ALA (2001) derivata dalle osservazioni di quattro terremoti (Loma Prieta 1989, Nihonkai-Chubu 1983, San Fernando 1971, San Francisco 1906); il meccanismo principale di rottura del terreno è stato causato dalla liquefazione che ha indotto fenomeni di “*lateral spread*” (dislocazioni laterali). La funzione di vulnerabilità è data dalla seguente espressione:

$$RR = K_2 11.223 PGD^{0.319}$$

Eq. 6.1

dove:

RR è il tasso di riparazione per km (repair rate);

PGD deformazione permanente del terreno misurata in metri;

K₂ è un coefficiente che varia a seconda del tipo di materiale della condotta, dal tipo di giunti utilizzati e dalla dimensione del diametro; nel caso in esame per condotte di acciaio saldate e di largo diametro è stato utilizzato un valore uguale a 0.15.

In Fig. 6.1 è rappresentata la curva di fragilità sulla base di tale relazione.

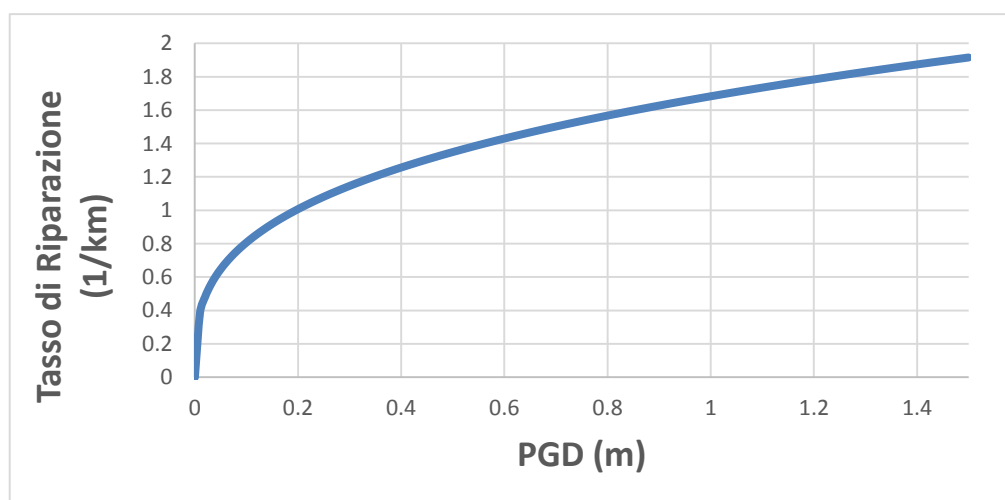


Fig. 6.1: Curva di fragilità per tipologie di tubazioni interrate per gas e petrolio greggio causa deformazioni permanenti del terreno (ALA 2001).

Nel presente studio, inoltre, è stata utilizzata la metodologia di Lanzano et al. (2013a e 2013b), che considera una rappresentazione alternativa all'indicatore prestazionale (tasso di riparazione) rivolto alle conseguenze di un'eventuale rottura in caso in cui la tubazione interrata sia sottoposta ad un evento sismico, piuttosto che ai relativi costi di riparazione. Lanzano et al. (2013a e 2013b) hanno creato un database ragionato di danneggiamento a tubazioni a seguito di evento sismico ed hanno effettuato una classificazione (Tab. 6.2, Tab. 6.3) in base allo Stato di Danneggiamento (SD: livelli crescenti di danneggiamento strutturale) e allo Stato di Rischio (SR: effetti negativi di una perdita di contenuto sull'ambiente esterno).

Stati di danno	Livello	Danno strutturale
DS0	Lieve	Sezioni con danni trascurabili
DS1	Significativo	Rotture longitudinali localizzate; compressione dei giunti
DS2	Severo	Rotture per trazione, sfilamento del giunto

Tab. 6.2: Stati di danno per le tubazioni (Lanzano et al., 2013a).

Stati di rischio	Livello	Perdita di contenimento	Parametri Curva Fragilità	
			μ (cm/s)	β
RS1	Basso	Perdite limitate ma distribuite nel tempo	45.22	0.39
RS2	Elevato	Perdite estese o multiple	71.16	0.20

Tab. 6.3: Stati di Rischio per le tubazioni continue in acciaio sottoposte a deformazioni transienti (Lanzano et al., 2013a).

Stati di rischio	Livello	Perdita di contenimento	Parametri Curva Fragilità	
			μ (g)	β
RS2	Elevato	Perdite estese o multiple	0.56	0.18

Tab. 6.4: Stati di Rischio per le tubazioni continue in acciaio sottoposte a deformazioni permanenti (Lanzano et al., 2013b).

La metodologia prevede due tipologie di vulnerabilità per le tubazioni interrato: una per rappresentare i livelli di rischio nel caso in cui le tubazioni siano sottoposte a deformazioni transienti (Fig. 6.2), indotte dalle onde di taglio (Lanzano et al. 2013a); una seconda, invece, (Fig. 6.3) per rappresentare il livello di rischio nel caso di deformazioni permanenti del terreno (Lanzano et al. 2013b). Nel primo caso il parametro correlato al rischio, sulla base del modello semplificato di Newmark (1967) è la PGV, mentre per le deformazioni permanenti del terreno il parametro correlato è la PGA. Gli aspetti strutturali del manufatto sono stati desunti dalla metodologia HAZUS (FEMA, 1999) considerando tubazioni continue in acciaio utilizzate per il trasporto di petrolio.

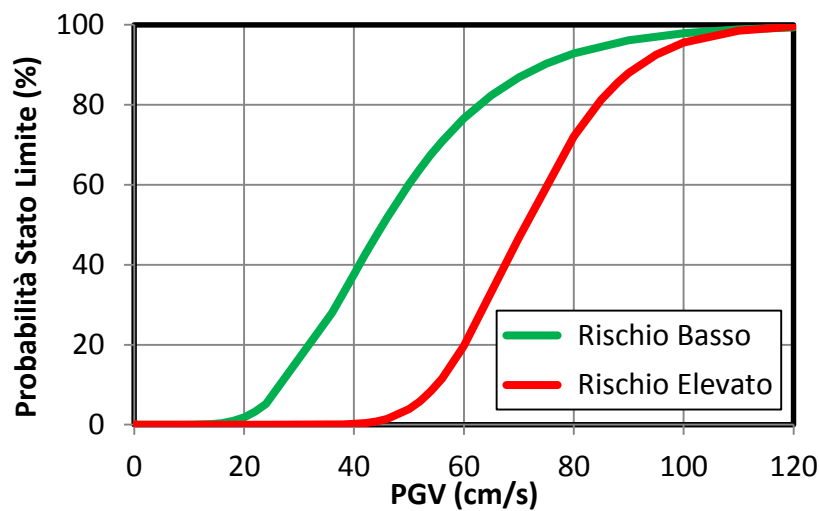


Fig. 6.2: Curve di fragilità per tubazioni interrato sottoposte a deformazione transiente (Lanzano et al. 2013a).

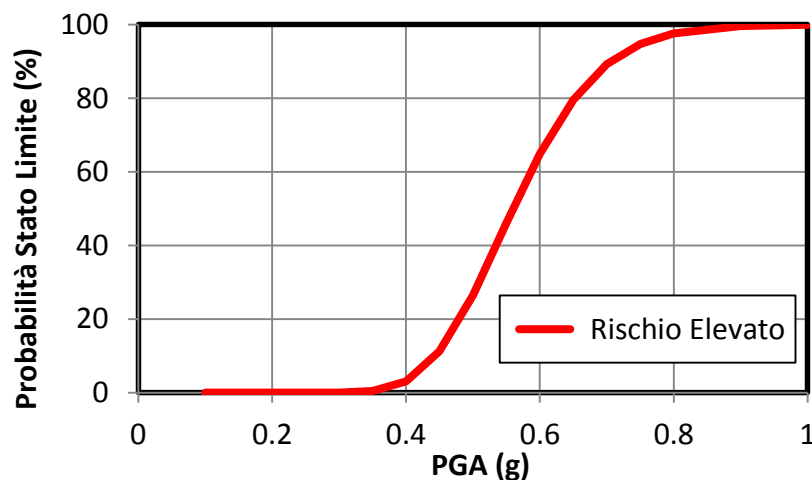


Fig. 6.3: Curve di fragilità per tubazioni interrato sottoposte a deformazione permanente (Lanzano et al. 2013b).

6.2 Serbatoio

Per tale elemento a rischio sono stati utilizzati due approcci differenti, schematizzati in Tab. 6.5, uno ricavato dalla metodologia di Fabbrocino et al. (2005) e uno sulla base del modello sviluppato da HAZUS (NIBS, 2004).

Serbatoio		Parametro	Curve di fragilità	Tipo di risultato
Tipo di deformazione	Transiente	PGA (PSHA)	Fabbrocino et al. (2005)	Perdita contenuto
		PGA (PSHA)	HAZUS (NIBS, 2004)	Stato di Danno

Tab. 6.5: Curve di fragilità utilizzati per l'elemento a rischio serbatoio e relativi parametri.

Nello studio di Fabbrocino et al. (2005) sono stati valutati i danni causati dallo scuotimento del terreno e la conseguente perdita di sostanze pericolose nel terreno; tale metodo ha sviluppato delle curve di fragilità definite sulla base dei dati empirici (osservazioni). In Tab. 6.6 sono descritti i limiti di rischio presi in considerazione e i relativi coefficienti delle curve di fragilità considerando un serbatoio in acciaio ancorato a pressione atmosferica e nel caso in cui il livello di petrolio greggio sia quasi pieno o riempito oltre il 50%.

Stato di rischio	Livello	Perdita di contenimento	Livello petrolio greggio			
			Quasi pieno		>=50%	
			μ (g)	β	μ (g)	β
RS2	Moderato	moderate perdite di sostanze pericolose	0.30	0.60	0.71	0.80
RS3	Elevato	estese perdite di sostanze pericolose	1.25	0.65	3.72	0.80

Tab. 6.6: Stati di rischio per il serbatoio contenente petrolio greggio sulla base del metodo di Fabbrocino et al., (2005).

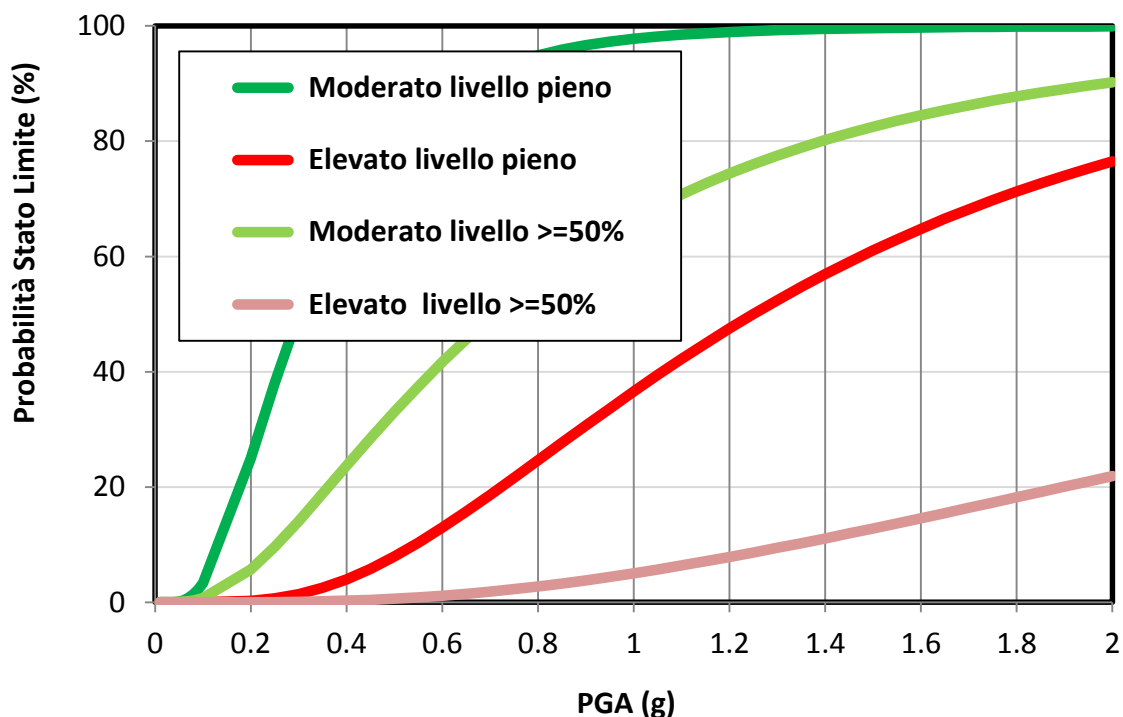


Fig. 6.4: Curve di fragilità per serbatoio ancorato e riempito quasi al limite o almeno oltre il 50% (Fabbrocino et al., 2005).

Un altro approccio considera il serbatoio come un sistema di componenti e, pertanto, aggrega le varie curve di fragilità di ciascun componente tramite la metodologia HAZUS (NIBS, 2004) per ottenere una vulnerabilità globale del sistema serbatoio; tale sistema serbatoio può essere decomposto nei seguenti componenti:

- impianti energia elettrica (di supporto ed emergenza);
- equipaggiamento elettrico/meccanico;
- serbatoio;
- tubazioni.

Gli stati di danneggiamento sono definiti in Tab. 6.7 in accordo ad HAZUS (NIBS, 2004)

Stato di Danno	Livello Danno	Danno strutturale
DS1	Nessuno	Nessun danneggiamento
DS2	Lieve	Danni al tetto, lievi perdite di contenuto, lievi danni alle tubazioni ma nessuna instabilità del mantello (no piede di elefante)

DS3	Moderato	Instabilità del mantello con presenza di deformazione a piede di elefante e lieve perdita di contenuto
DS4	Esteso	Instabilità del mantello con presenza di deformazione a piede di elefante e notevoli perdite di contenuto ed estesi danni
DS5	Completo	Collasso del serbatoio

Tab. 6.7: Definizione degli stati di danno HAZUS (NIBS, 2004).

I parametri delle curve di fragilità per ciascun componente sono definiti dalla media e dalla deviazione standard descritti in Tab. 6.8.

Componenti	Livello danno	Parametri Curva Fragilità	
		μ (g)	β
Energia elettrica commerciale	lieve	0.80	0.60
	moderato	1.0	0.80
Energia elettrica di supporto	lieve	0.15	0.40
	moderato	0.30	0.10
Equipaggiamento elettrico/meccanico	moderato	1.00	0.60
Serbatoio d'acciaio	lieve	0.30	0.60
	moderato	0.70	0.60
	esteso	1.25	0.65
	completo	1.60	0.60
Tubazioni	esteso	0.53	0.60
	completo	1.00	0.60

Tab. 6.8: Parametri curve di fragilità dei componenti del sistema serbatoio in accordo con HAZUS (NIBS, 2004).

Utilizzando i parametri delle curve di fragilità dei sub-componenti, la metodologia di HAZUS 2004 ha proposto i parametri della curva di fragilità per il sistema serbatoio descritti nella Tab. 6.9 mentre la curva è rappresentata in Fig. 6.5.

Stato di danno	Livello danno	Parametri Curva Fragilità	
		μ (g)	β
DS1	Nessuno	/	/
DS2	Lieve	0.29	0.55
DS3	Moderato	0.50	0.55
DS4	Esteso		
DS5	Completo	0.87	0.50

Tab. 6.9: Parametri di fragilità per il sistema serbatoio d'acciaio ancorato in accordo con la metodologia HAZUS (NIBS, 2004).

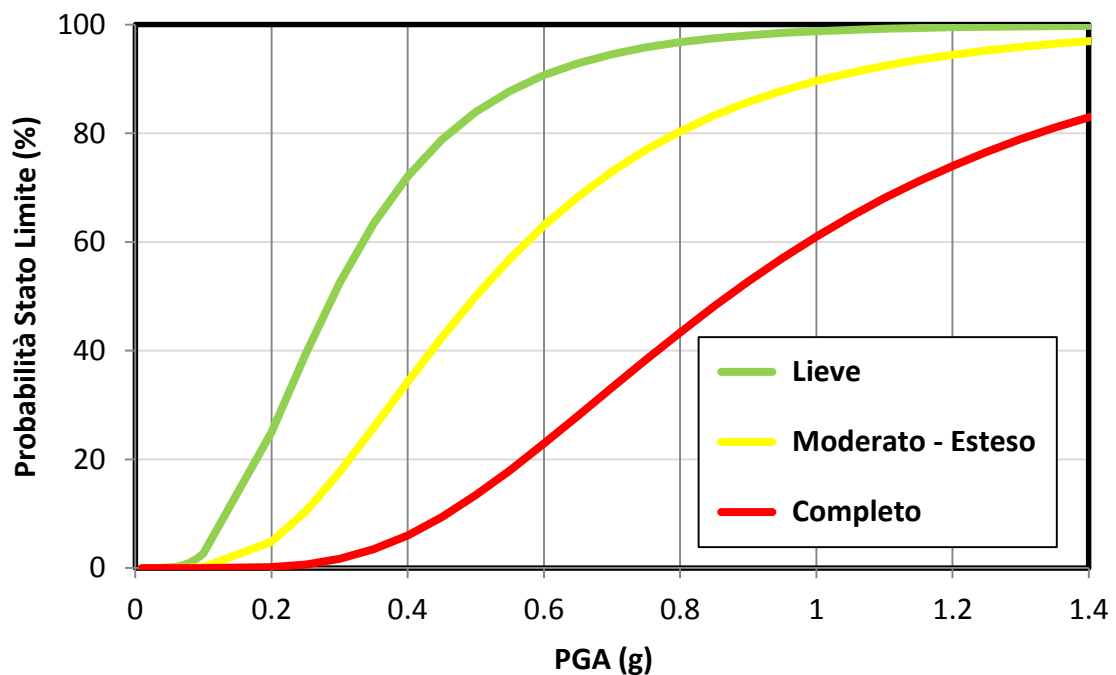


Fig. 6.5: Curve di fragilità per il sistema serbatoio d'acciaio ancorato sulla base della metodologia HAZUS (NIBS, 2004).

6.3 Stazione di pompaggio

Oltre alla tubazione interrata il sistema di trasporto del petrolio greggio è costituito anche da tre stazioni di pompaggio, suscettibili anch'esse di danno indotto da un terremoto. Anche per le stazioni di pompaggio sono stati utilizzati due approcci differenti, schematizzati

in Tab. 6.6, uno ricavato dalla metodologia HAZUS (NIBS, 2004) e uno sulla base del modello sviluppato da SRMLIFE (2003-2007).

Stazione di pompaggio		Parametro	Curve di fragilità	Tipo di risultato
Tipo di deformazione	Transiente	PGA (PSHA)	HAZUS (NIBS, 2004)	Stato di Danno
		PGA (PSHA)	SRMLIFE (2003-2007)	Stato di Danno

Tab. 6.10: Curve di fragilità utilizzati per l'elemento a rischio stazione di pompaggio e relativi parametri.

In letteratura, esistono molte curve di fragilità in funzione di PGA, e talvolta anche del picco di deformazione permanente (PGD) se le stazioni sono localizzate su terreni vulnerabili alla liquefazione o esposti a fenomeni franosi. Nello studio in esame, gli stati di danneggiamento per questi componenti sono stati associati alla PGA secondo quattro livelli di danno descritti in Tab. 6.11 (NIBS, 2004). L'espressione analitica è data da:

$$P(D \geq DS_k) = \frac{1}{2} \left[1 + \operatorname{erf} \left(\frac{\ln PGA - \ln \mu}{\beta \sqrt{2}} \right) \right]$$

Eq. 6.2

Stato di danno	Livello danno	Danno strutturale	Parametri Curva Fragilità	
			μ (g)	β
DS2	Lieve	Lievi danneggiamenti alla struttura	0.15	0.75
DS3	Moderato	Considerevoli danni agli equipaggiamenti elettrici e meccanici e alla struttura che gli ospita	0.34	0.65
DS4	Esteso	Altamente danneggiata la struttura e le pompe elettriche	0.77	0.65
DS5	Completo	Collasso della struttura	1.5	0.8

Tab. 6.11: Stati di danno per le stazioni di pompaggio per generica stazione con i componenti ancorati, proposta dalla metodologia HAZUS (NIBS, 2004).

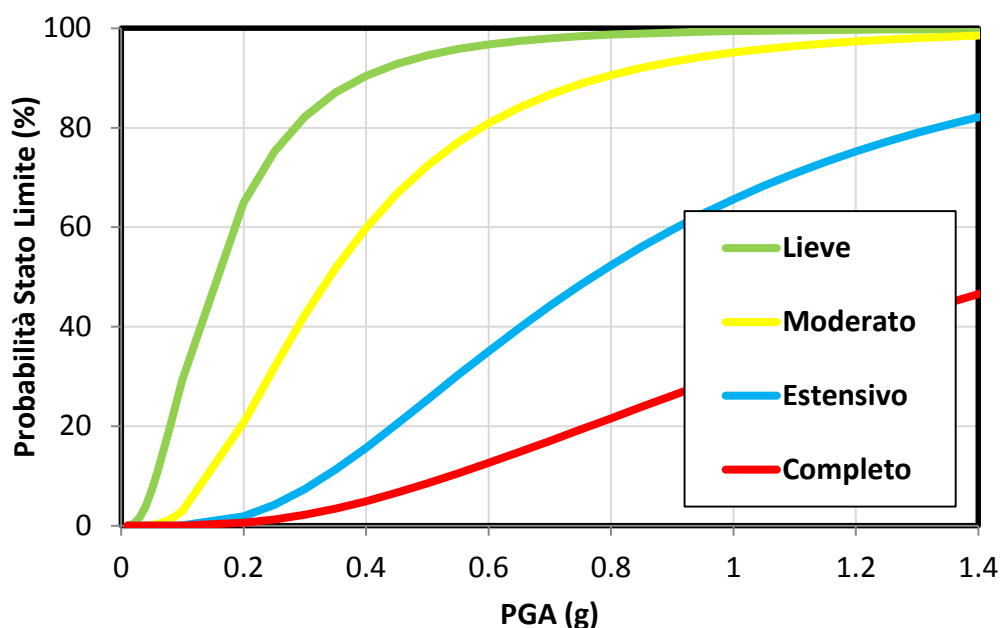


Fig. 6.6: Curve di fragilità per le stazioni di pompaggio tramite il modello HAZUS (NIBS, 2004).

Un altro approccio considera, come è stato fatto per i serbatoi, la stazione di pompaggio come un sistema e, pertanto, aggrega le varie curve di fragilità di ciascun componente (NIBS, 2004) per ottenere una vulnerabilità totale del sistema. La stazione di pompaggio può essere scomposta nei seguenti componenti:

- equipaggiamento elettrico/meccanico;
- pompe elettriche;
- impianti energia elettrica (commerciale e di emergenza);
- edificio di controllo.

Gli stati di danneggiamento sono associati agli indicatori di prestazione definiti come perdite di funzionalità che possono includere misure di perdite di contenuto mediante la metodologia sviluppata in SRMLIFE (2003-2007).

Funzionalità	Stati di Danno	
Piena funzionalità	Nessuno	-
	Lieve	Lievi danni all'edificio e danni agli impianti di energia elettrica per 7 giorni per meno di 3 giorni
Funzionalità recuperata solo dopo le riparazioni	Moderato	Considerevoli danni all'edificio, agli equipaggiamenti elettrici e meccanici e considerevoli danni agli impianti di energia elettrica per 7 giorni

Danni irreparabili completa perdita di funzionalità	Esteso	Estesi danni all'edificio, pompe danneggiate irreparabilmente
	Completo	Collasso della struttura

Tab. 6.12: descrizione degli stati di danno e degli indicatori di prestazione SRMLIFE (2003-2007).

La metodologia SRMLIFE (2003-2007) ha sviluppato una curva di fragilità basata sull'insieme delle varie curve di fragilità dei vari componenti che costituiscono la stazione di pompaggio. I parametri di fragilità dei vari componenti sono stati presi dalla metodologia HAZUS (NIBS, 2004) ed infine ha stabilito una curva di fragilità globale per una stazione di pompaggio definita dai parametri di Tab. 6.13.

Stato di danno	Livello danno	Parametri Curva Fragilità	
		μ (g)	β
DS2	Lieve	0.30	0.70
DS3	Moderato	0.55	0.45
DS4	Esteso	0.80	0.50
DS5	Completo	2.20	0.70

Tab. 6.13: Parametri delle curve di fragilità per il sistema di stazione di pompaggio (SRMLIFE (2003-2007)).

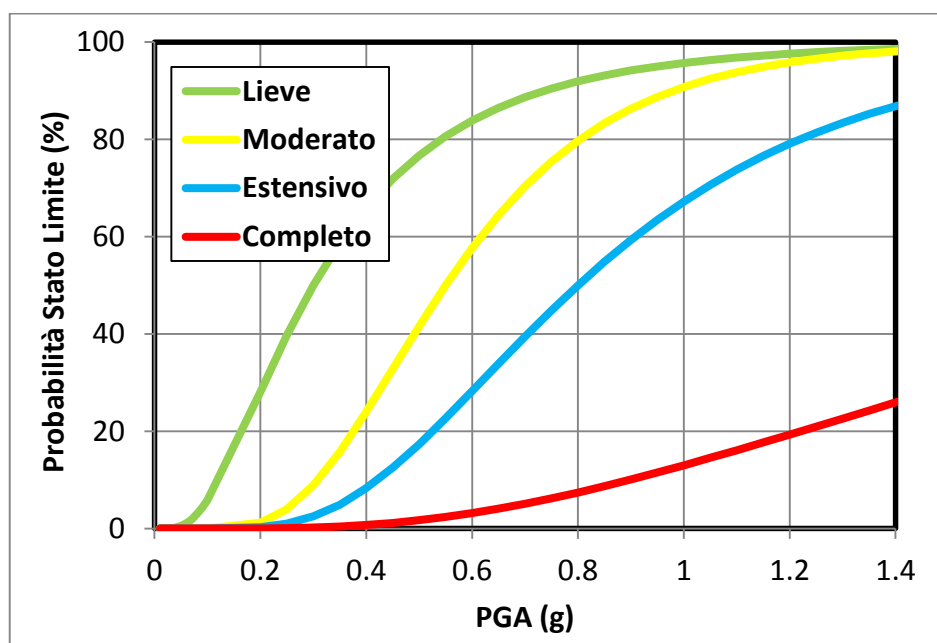


Fig. 6.7: Curve di fragilità per le stazioni di pompaggio sviluppata da SRMLIFE (2003-2007).

7 Risultati di danneggiamento

Il geodatabase è stato progettato come supporto all'analisi di rischio sismico e nell'obiettivo dello studio rappresenta uno strumento ausiliario nelle decisioni, che permetterà di valutare in anticipo i possibili danni al sistema di trasporto di petrolio greggio, causati da un evento sismico, permettendo di localizzare le aree a maggior criticità. Pertanto, lo scopo dello studio è la stima del danno in riferimento ad un sistema di distribuzione di petrolio greggio. In Fig. 7.1 è rappresentato lo schema concettuale per la stima del danno. Nei capitoli 4 e 5 abbiamo calcolato la pericolosità sismica, sia per il caso di deformazione transiente del terreno che nel caso di deformazione permanente del terreno, ottenendo rispettivamente le stime dei parametri di scuotimento PGA, PGV e I_a , per quello transiente, e la determinazione dello spostamento permanente causato da fenomeni sito-specifici (fagliazione superficiale, liquefazione e frana,). Nella fase successiva, sviluppata nel capitolo 6, l'analisi di vulnerabilità del sistema dell'oleodotto, ha valutato il tipo di curve di fragilità adatto sulla base della classificazione dell'elemento considerato (tubazione continua, serbatoio, stazione di pompaggio) e in considerazione agli obiettivi dello studio che sono, oltre che la stima del danno fisico, anche la stima delle perdite di sostanze tossiche dalla tubazione o dai serbatoi di stoccaggio di petrolio greggio.

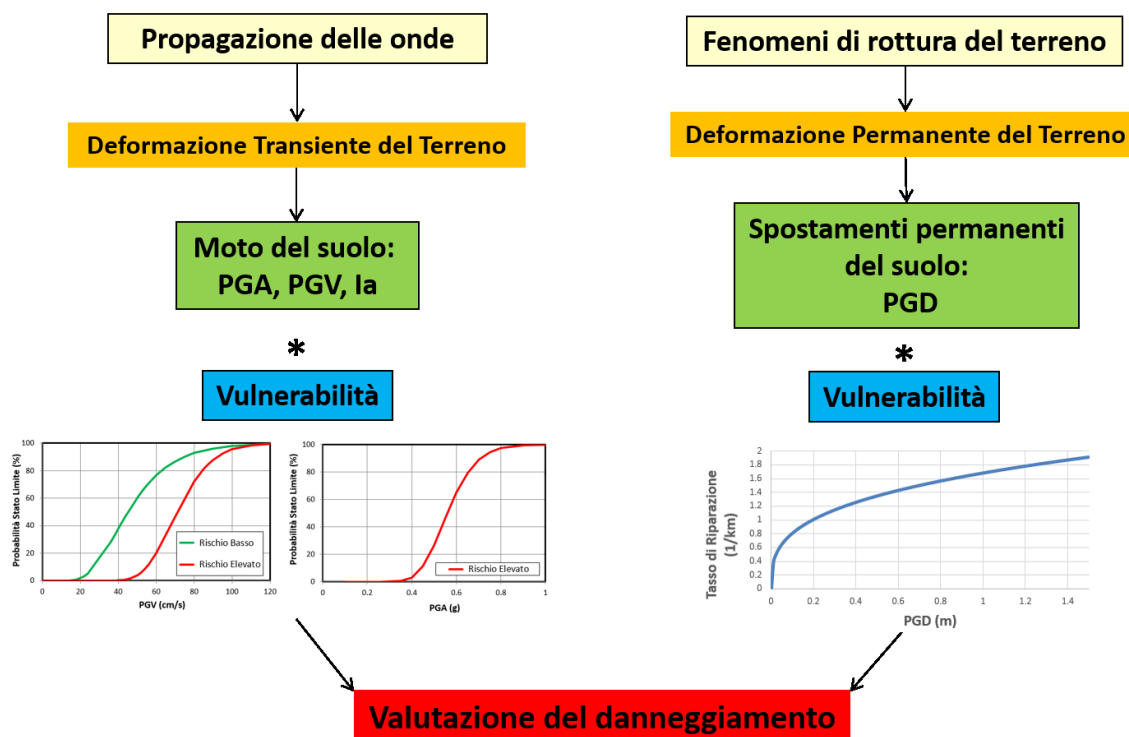


Fig. 7.1: Schema concettuale per l'analisi della stima del danno.

7.1 Tubazione interrata

7.1.1 Valutazione del danno da fenomeni sito-specifici

Per valutare il danno sulla tubazione interrata abbiamo calcolato il coefficiente RR (tasso di riparazione per km) utilizzando l'Eq. 6.1 derivata dalla metodologia sviluppata da ALA (2001); come valore di PGD è stato scelto, rispettivamente, per i fenomeni di liquefazione, il risultato ottenuto per le dislocazioni laterali (*lateral spread*), per i fenomeni gravitativi il risultato derivato dalla relazione empirica di Jibson 2007 (Eq. 5.11) ed infine per i fenomeni di fagliazione superficiale abbiamo utilizzato lo spostamento permanente del terreno sulla base della metodologia di Wells e Coppersmith (1994) descritta nel capitolo 5.1.3.

Nella fase successiva è stata eseguita un'intersezione, tramite tecnologia GIS, utilizzando la funzione di "*intersect*" che permette la sovrapposizione tra due strati informativi e il cui risultato è la restituzione di una zona spaziale comune ai due layer di input. In questo caso, è stata eseguita tale operazione tra la distribuzione spaziale della PGD e il tracciato della condotta, rappresentato da un poligono ottenuto considerando un buffer di 50 m intorno la linea che rappresenta il percorso della condotta. Oltre alla parte spaziale tale algoritmo ha permesso di trasferire i valori del tasso di riparazione lungo il poligono che rappresenta il percorso della tubazione interrata.

Nella Fig. 7.2 sono illustrati i risultati in termini di tasso di riparazione per km, dovuti a fenomeni di dislocazione laterale indotti da fenomeni di liquefazione. Si noti che i risultati ottenuti sono discontinui lungo la condotta, in quanto la tubazione interseca, lungo il suo percorso, terreni con alta probabilità di liquefazione soltanto in alcuni tratti. La localizzazione del possibile danno per liquefazione è concentrata in pianura; il tratto di condotta più lungo e con maggior danneggiamento risulta essere in corrispondenza del bacino idrogeologico di Osoppo-Gemona (in Fig. 7.2 è identificato dal cerchio celeste e con il numero 1) in cui otteniamo valori del parametro RR compreso tra 1.5 e 2. Questi alti valori dipendono dalla combinazione dei tre fattori di input che hanno contribuito a loro volta a ottenere alti valori di spostamento permanente: il primo è derivato dalla scelta dello scenario sismico (Fig. 4.26) in cui l'epicentro è prossimo a tale tratto di condotta, fatto che contribuisce a produrre un alto valore di scuotimento; il secondo fattore è dovuto al tipo di suolo presente in tale area che risulta dalla classificazione di suscettibilità alla liquefazione ad essere classificati nella classe

“alta”; infine il terzo elemento è dovuto alla profondità della falda che in questa zona risulta essere a pochi metri dal piano di campagna.

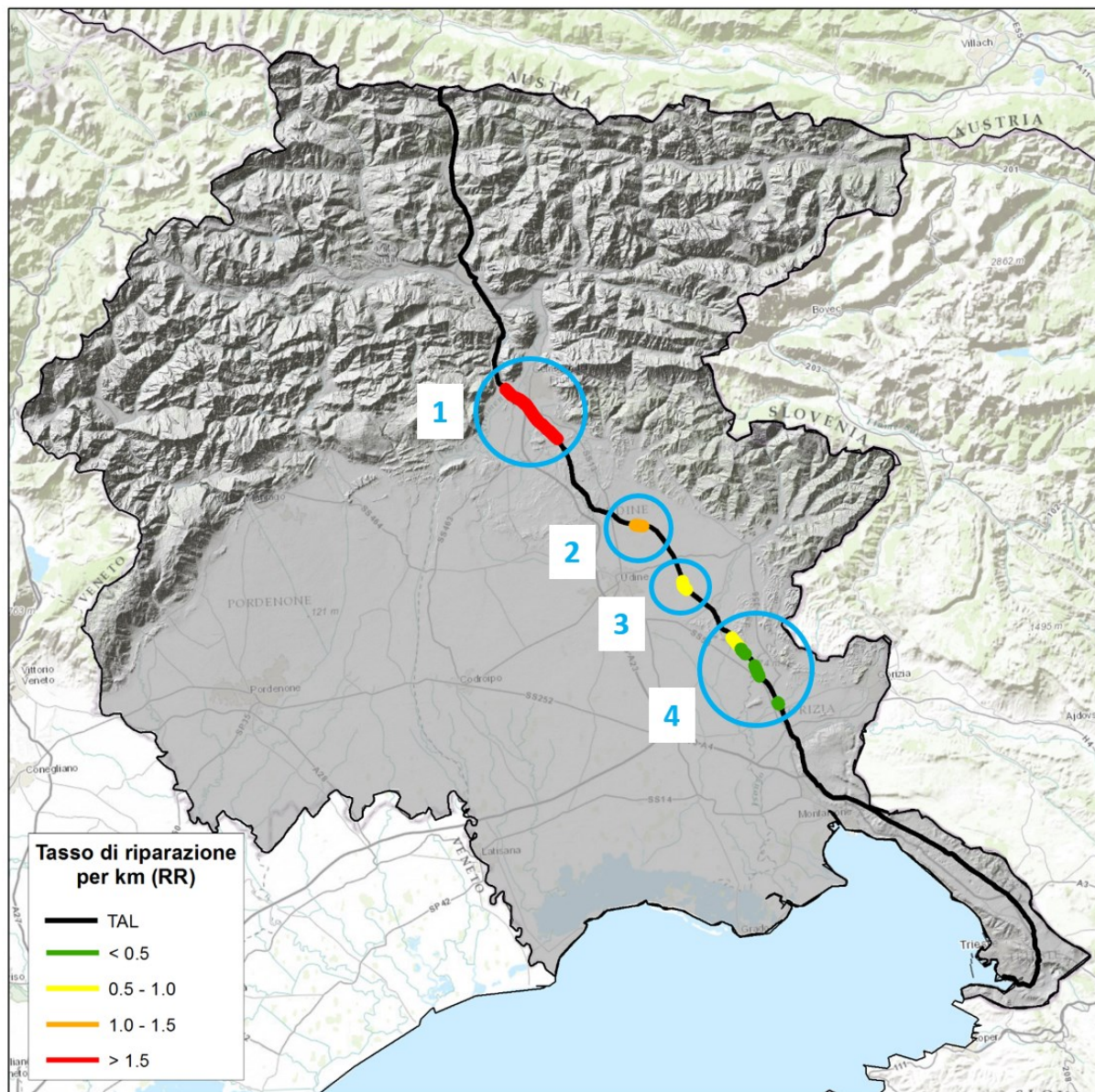


Fig. 7.2: Mappa del tasso di riparazione (1/km) lungo il percorso della TAL dovute a dislocazioni laterali indotte da fenomeni di liquefazione. Con i cerchi celesti sono evidenziati le zone che risultano ad avere la maggiore criticità e che necessitano uno studio geotecnico approfondito per ottenere un quadro di maggior dettaglio sulla possibilità che tali fenomeni di liquefazione possano provocare danni all’oleodotto.

Sono, inoltre, localizzati, a sud dell’anfiteatro morenico del fiume Tagliamento, altri tratti di tubazione che potrebbero subire danno: in Fig. 7.3 sono mostrate le zone 2 e 3 in cui abbiamo ottenuto un valore del tasso di riparazione tra 1 e 1.5. Sovrapponendo il reticolo idrografico, tali zone risultano localizzate in prossimità di corsi d’acqua, rispettivamente il torrente Torre per la zona 2 e il torrente Molina per la zona 3; le dislocazioni laterali indotte

da fenomeni di liquefazione avvengono in direzione da monte verso una parte libera a maggiore acclività, quale può essere la riva di un fiume. Pertanto oltre alla criticità derivata dal passaggio della condotta interrata lungo i corsi d'acqua bisognerà tenere anche conto di tale fenomeno nelle fasi successive di strategie di mitigazione.

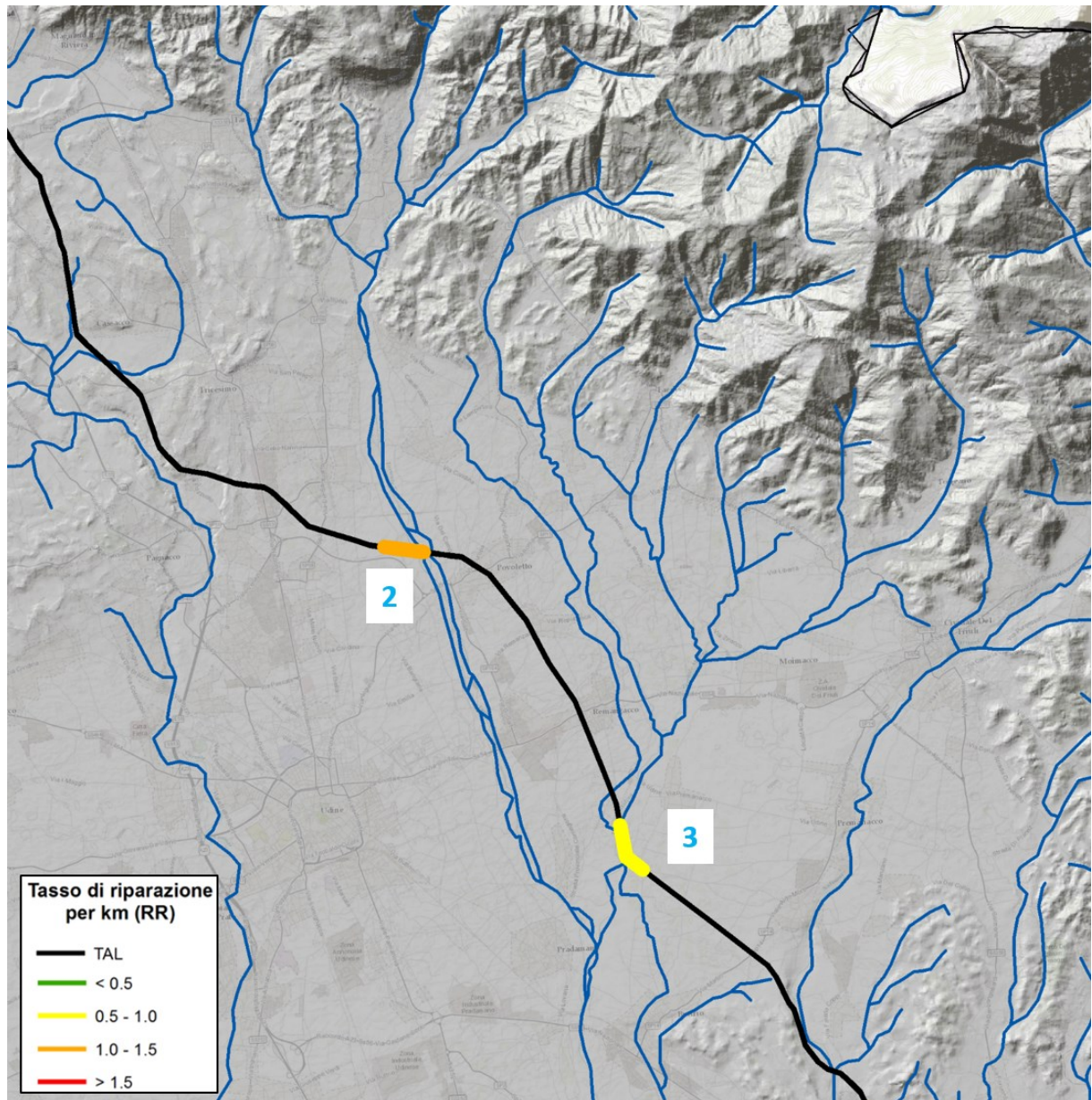


Fig. 7.3: Particolare della mappa del tasso di riparazione (1/km) lungo il percorso della TAL dovute a dislocazioni laterali indotte da fenomeni di liquefazione con sovrapposto il reticolo idrografico.

In Fig. 7.4 è visualizzata l'ultima zona (4) in cui i valori di RR decrescono: ciò è dovuto alla maggior distanza dall'epicentro nello scenario sismico utilizzato da cui deriva un valore di scuotimento attenuato che comporta un basso valore di spostamento permanente e di

conseguenza un basso valore di RR. Anche in questo caso i tratti sono localizzati in prossimità dei corsi d'acqua.

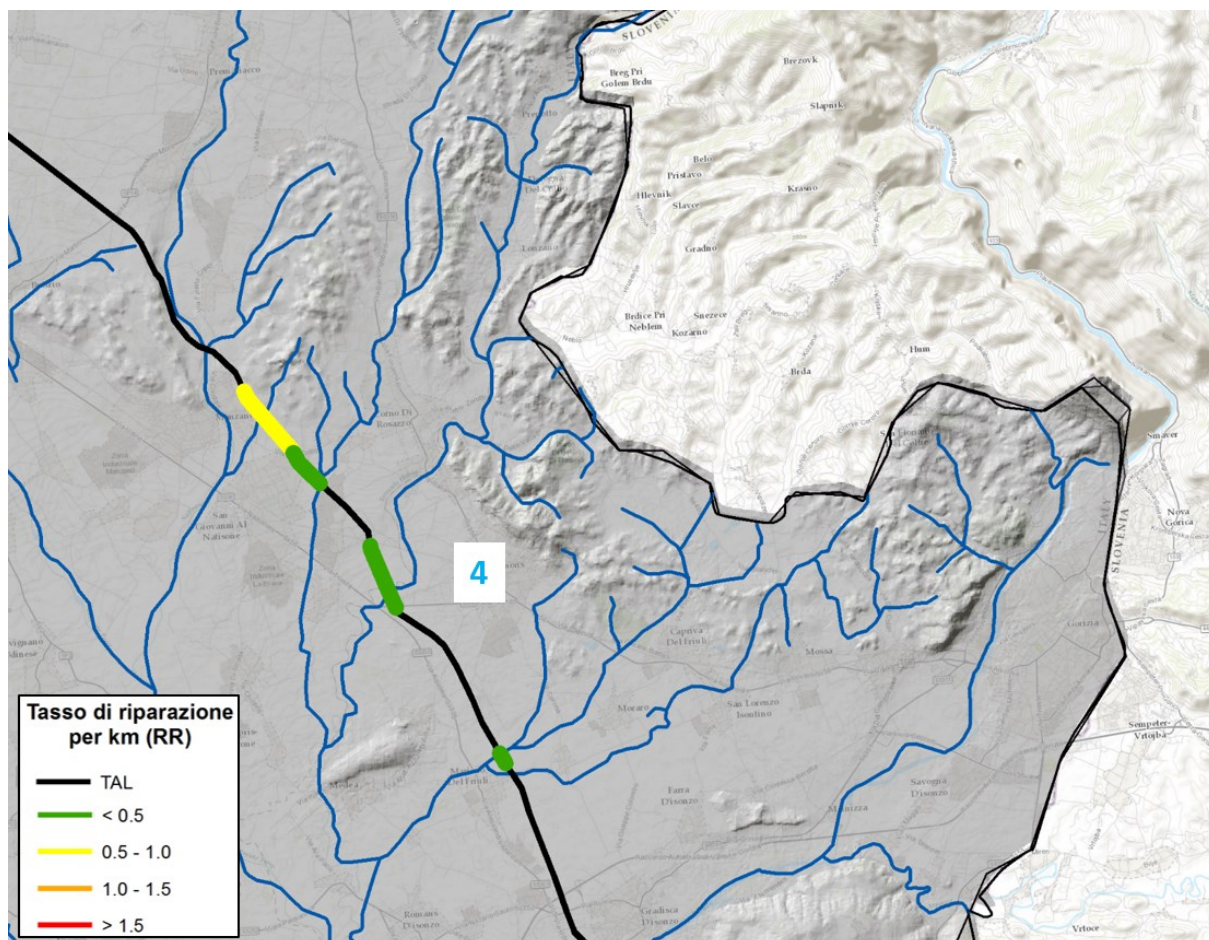


Fig. 7.4: Particolare della mappa del tasso di riparazione (1/km) della zona 4, lungo il percorso della TAL dovuto a dislocazioni laterali indotte da fenomeni di liquefazione, con sovrapposto il reticolo idrografico.

Nella Fig. 7.5 è rappresentata la mappa del tasso di riparazione causato da movimenti gravitativi; come nel caso delle dislocazioni laterali dovute a fenomeni di liquefazione anche in questo caso è stata eseguita, tramite GIS, un'intersezione dei valori dello spostamento permanente, calcolato tramite la relazione empirica di Jibson (2007), con lo strato informativo che rappresenta il percorso dell'oleodotto. Dopo tale operazione è stato calcolato il tasso di riparazione tramite la relazione ALA (2001) ed abbiamo localizzato 5 zone, in cui potenzialmente, potrebbero avvenire danneggiamenti alla tubazione interrata.

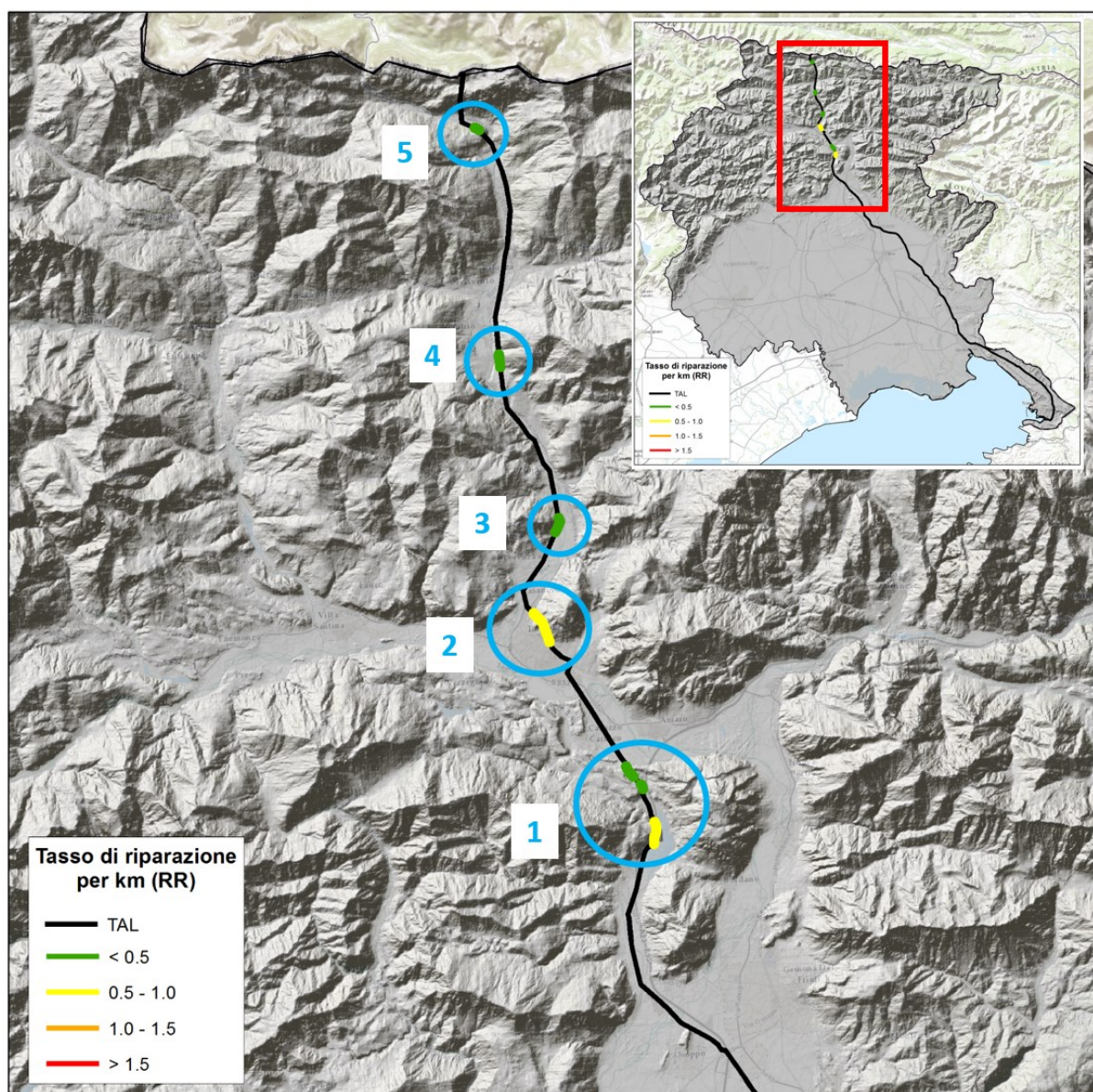


Fig. 7.5: Mappa del tasso di riparazione (1/km) lungo il percorso della TAL dovute a movimenti gravitativi.

La zona 1 di Fig. 7.5 si trova nei pressi del Lago di Cavazzo, comprende tre tratti di tubazione che potrebbero subire danneggiamenti. In Fig. 7.6 è mostrata la visualizzazione tridimensionale (utilizzando Google Earth™), della zona 1 di Fig. 7.5, in cui sono localizzati i tratti di tubazione (a, b, c) classificati sulla base del tasso di riparazione ottenuto ed è localizzata, con il rettangolo celeste, la stazione di pompaggio. Nel tratto “a” si è ottenuto una media di tasso di riparazione uguale a 0.7, in questo caso l’oleodotto è disposto trasversalmente rispetto ad un’ipotetica superficie di scorrimento come mostrato in Fig. 7.7; l’orientazione della condotta potrebbe comportare una flessione (*bending*) e conseguente rottura dovuta al movimento della frana che insiste trasversalmente ad essa (Fig. 7.7a).



Fig. 7.6: Visualizzazione tridimensionale (Google Earth™) della zona 1 di Fig. 7.5, in cui sono localizzati i tratti di tubazione (a, b, c) che potrebbero subire danneggiamento e classificati sulla base del tasso di riparazione ottenuto. Il rettangolo celeste identifica la stazione di pompaggio.

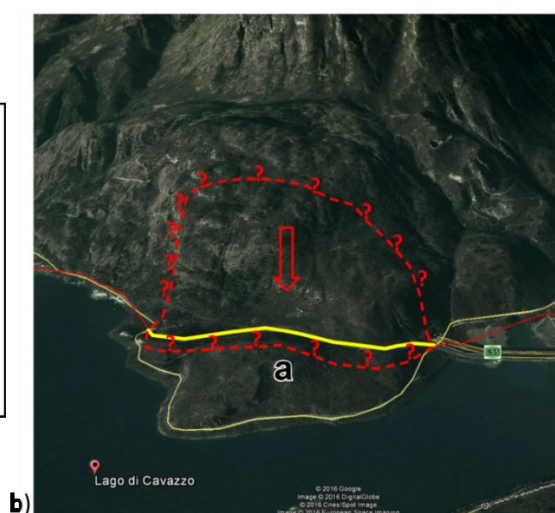
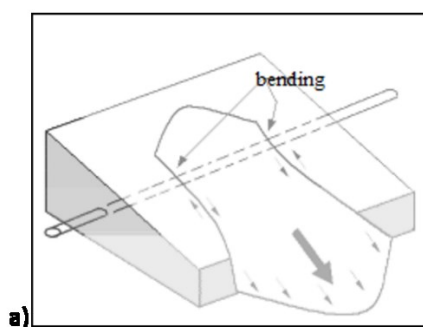


Fig. 7.7: In a) è rappresentata in forma schematica la possibile flessione (bending) della condotta dovuta a uno scorrimento trasversale della superficie di scorrimento; in b) è mostrato il tratto 1a di Fig. 7.6 e la potenziale area d'influenza di un movimento gravitativo che potrebbe provocare danni alla condotta.

Nel tratto 1b abbiamo ottenuto valori del tasso di riparazione di 0.4. Anche in questa zona la condotta è orientata trasversalmente rispetto l'area d'influenza di movimenti

gravitativi. Nel tratto 1c invece la condotta è orientata in senso longitudinale rispetto all'ipotetica superficie di scivolamento come mostrato in Fig. 7.8.

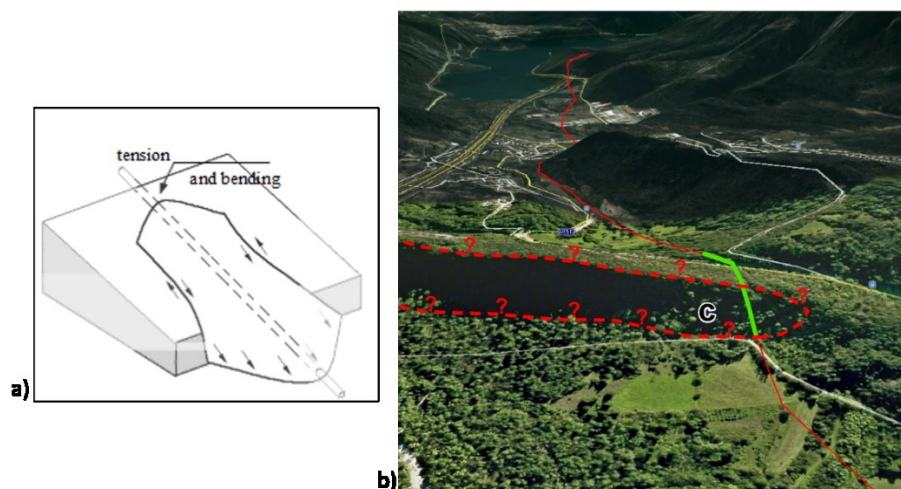


Fig. 7.8: In a) è rappresentato in forma schematica il possibile stato tensionale della condotta dovuta a uno scorrimento longitudinale della superficie di scorrimento rispetto ad essa; in b) è mostrato il tratto 1c e la potenziale area d'influenza di un movimento gravitativo che potrebbe provocare danni alla condotta.

In Fig. 7.9 è mostrato il tratto di condotta numero 2 localizzato alle pendici del Monte Strabut, nel comune di Tolmezzo, in cui si è ottenuto un tasso di riparazione di 0.6. In questo caso l'orientazione della condotta risulta obliqua rispetto alla direzione di un potenziale movimento di scorrimento, con possibili stati di compressione e tensione lungo la condotta.

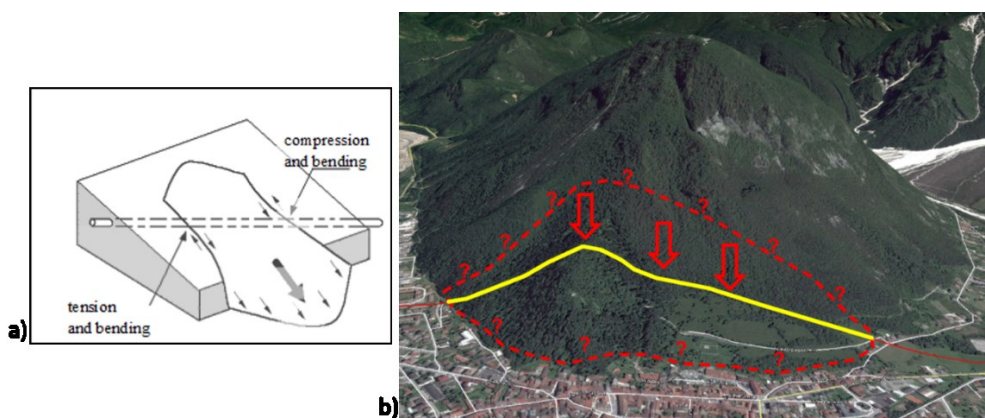


Fig. 7.9: In a) è rappresentato in forma schematica lo stato di tensione e compressione della condotta dovuta a un'orientazione casuale rispetto a un'ipotetica superficie di scorrimento; in b) è mostrato il tratto della condotta e la potenziale area d'influenza e direzione di movimento gravitativo che potrebbe provocare danni alla condotta.

Infine, i tratti 3, 4 e 5 di Fig. 7.5, risultano avere un tasso di riparazione più bassi, rispettivamente di 0.3, 0.2 e 0.1 con orientazione tendenzialmente trasversale rispetto alla potenziale superficie di scivolamento.

In Fig. 7.10 sono mostrati i risultati derivati dal calcolo del tasso di riparazione dovuti a fenomeni di fagliazione superficiale. Sono stati utilizzati come valori di spostamento i risultati ottenuti tramite la relazione empirica di Wells e Coppersmith (1994) per le due faglie inverse di Gemona sud e Medea utilizzando i parametri derivati dal DISS e descritti nel capitolo 5.1.2. Tali faglie, ipoteticamente, potrebbero creare rotture superficiali del terreno e, conseguentemente, produrre danni alla struttura dell'oleodotto. E' doveroso sottolineare che è stata utilizzata una stima cautelativa nella dimensione dell'area in cui potrebbero verificarsi rotture superficiali del terreno tali da influenzare la struttura della condotta (poligono giallo di Fig. 7.10). Per questo motivo abbiamo ottenuto un'estensione notevole dei due tratti di tubazione interessati dalle due faglie ipoteticamente capaci e un tasso di riparazione di 1.7. I tratti critici di tubazione, che potrebbero subire danneggiamento a causa di una fagliazione superficiale dovuta sia alla faglia sismogenica che a possibili faglie secondarie, sono localizzati in corrispondenza dell'anfiteatro morenico di Gemona (1) e nell'intorno di Medea (2).

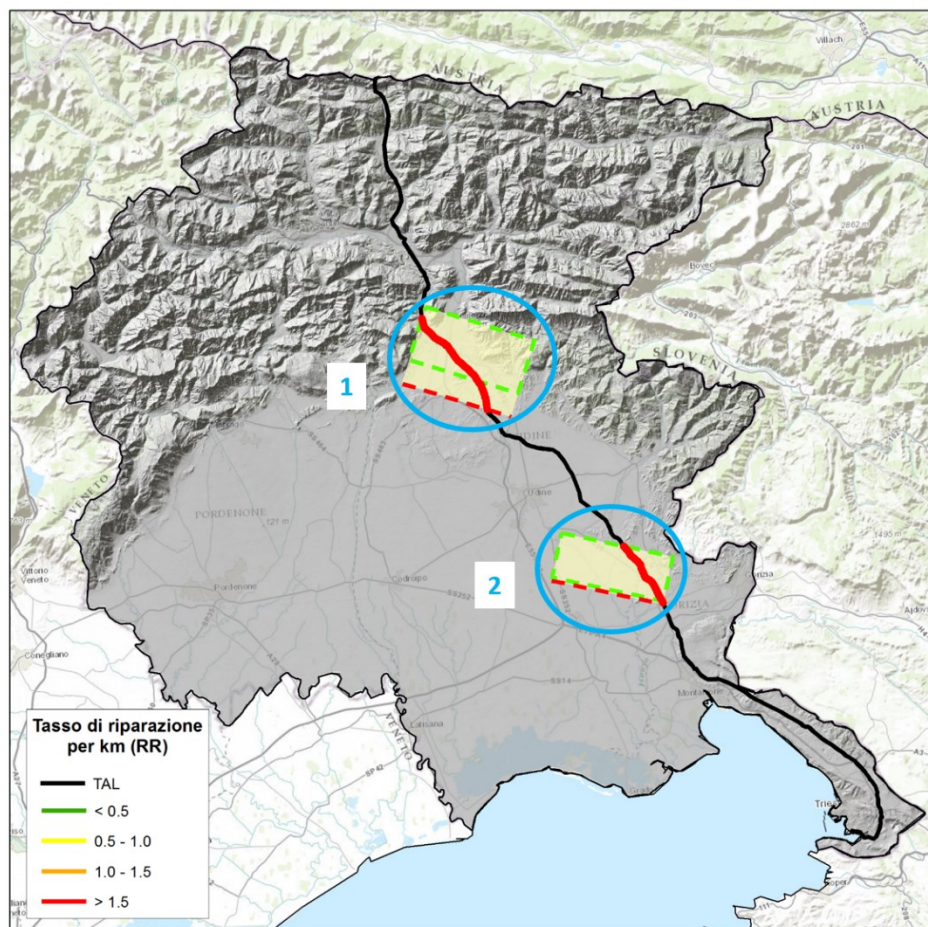


Fig. 7.10: Mappa del tasso di riparazione (1/km) lungo il percorso della TAL dovute a fenomeni di fagliazione superficiale. Il poligono in giallo rappresenta l'area d'influenza della fagliazione attiva che è stata presa in considerazione nel calcolo del tasso di riparazione.

Questi risultati hanno permesso di identificare i tratti di condotta interrata che potrebbero subire danneggiamento a causa di fenomeni sito-specifici quali liquefazione, frana e fagliazione superficiale a seguito di un evento sismico e risultano molto utili per avere un quadro preliminare al fine di effettuare poi le necessarie analisi più dettagliate mediante indagini geotecniche e conseguenti procedure di calcolo di livello superiore (vedi Tab. 5.1) che permetteranno di decidere la miglior strategia di mitigazione.

7.1.2 Perdita di sostanza pericolosa da deformazioni transienti

Nelle Fig. 7.11 e Fig. 7.12 sono rappresentati i risultati delle stime di perdita di contenuto di sostanze contaminanti sull'ambiente esterno (SR) ottenuti tramite la procedura di convoluzione, per ciascun sito del percorso dell'oleodotto, tra la curva di pericolosità sismica (utilizzando come parametro di scuotimento la PGV), e le curve di fragilità descritte nella Fig. 6.2, utilizzando la metodologia di Lanzano et al. (2013a), nel caso in cui la condotta sia soggetta a deformazioni transienti. Nelle mappe sono rappresentati i risultati conseguiti in termini di probabilità di osservare una perdita di contenuto nell'ambiente esterno in 50 anni per i due stati: basso ed elevato. In Fig. 7.11 è mostrato il risultato ottenuto per il rischio basso in cui si potrebbero verificare perdite limitate.

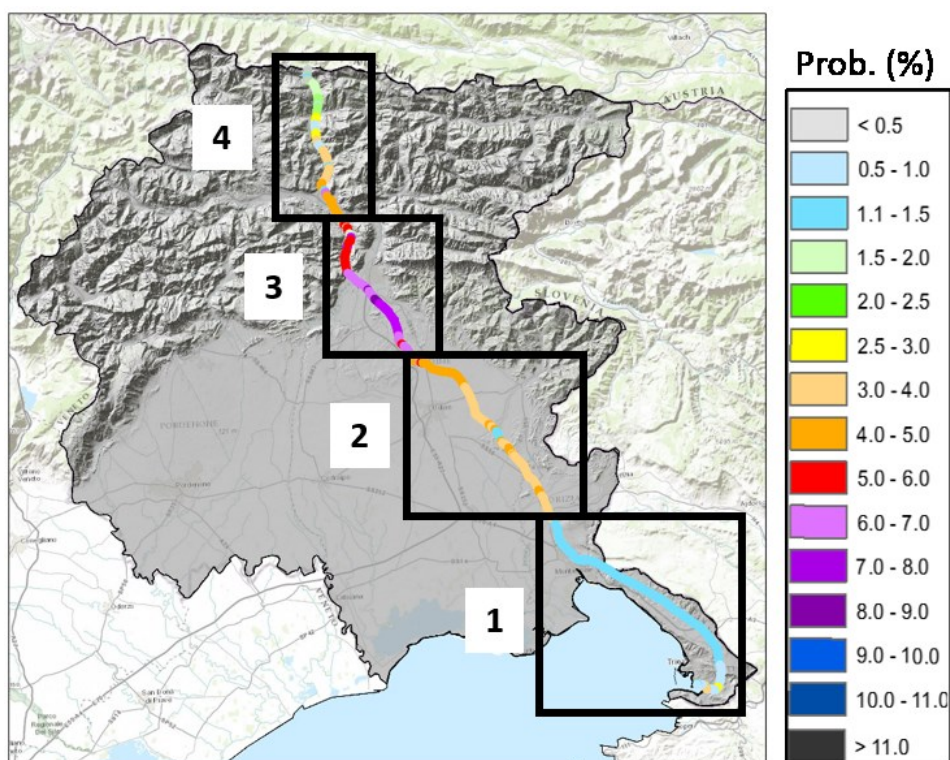


Fig. 7.11: Rischio basso di perdita di contenuto dalla tubazione dell'oleodotto nell'ambiente esterno a causa di deformazioni transienti.

Sulla base dei risultati ottenuti, il percorso della condotta è stato suddiviso in quattro zone con percentuali di perdita di contenuto di sostanza inquinante differenti.

- **La zona 1** è localizzata nella provincia di Trieste e in parte in quella goriziana, con percentuali di stima di perdita molto basse, tra 0.5 e il 3.5 %: questi risultati riflettono i bassi valori del parametro di scuotimento (PGV). Il segmento dell'oleodotto localizzato a San Dorligo in cui si raggiungono percentuali del 3.5% è caratterizzato dal fatto che la condotta, in quella zona, attraversa terreni soffici che producono effetti di amplificazione e conseguenti valori maggiori di PGV rispetto alle altre zone che si trovano su roccia (ciglione carsico).
- **La zona 2** è localizzata tra Gradisca d'Isonzo e Tavagnacco e in questa zona otteniamo valori lievemente maggiori rispetto la precedente zona, con probabilità di perdita compresi tra 3% e il 5 %. Il segmento classificato tra 1 e 1.5% è caratterizzato dal fatto che la condotta in quella zona borda il lato orientale della collina di Buttrio e, secondo la classificazione litosismica di Carulli (2006), i suoli sono classificati come "terreni rocciosi" ($V_s > 800$ m/s) e pertanto, si sono ottenuti valori più bassi di PGV rispetto i suoli circostanti, identificati come suolo rigido.
- **La zona 3** è localizzata tra Tavagnacco e Cavazzo Carnico: in questa zona otteniamo i valori maggiori lungo il percorso della condotta, con una probabilità di perdita comprese 5% e il 8.1%. Questi risultati sono correlati con gli alti valori di PGV ottenuti nel calcolo di pericolosità, dovuti al contributo di tre sorgenti individuali del DISS (Gemona sud, Gemona est e Montenars) con magnitudo massima superiore a 6 e localizzate a pochi km ad est rispetto al percorso della condotta.
- **La zona 4** è localizzata tra Cavazzo Carnico e Timau; da quest'ultima località la condotta procede verso l'Austria tramite una galleria. In questa zona abbiamo ottenuto percentuali di perdita di contenuto di sostanza inquinante intorno al 4% fino ad Arta Terme per poi decrescere avvicinandosi all'abitato di Timau con percentuali di perdita di contenuto minori del 0.5%.

In Fig. 7.12 è mostrato il risultato ottenuto per il rischio elevato in cui si potrebbero verificare perdite estese. Anche in questo caso sulla base dei risultati ottenuti, il territorio è stato suddiviso in quattro zone con percentuali di rischio differenti. Per ognuna delle quattro zone otteniamo valori ridotti dell'ordine del 35-40% rispetto ai risultati ottenuti per il rischio

basso precedentemente descritto in Fig. 7.11. Per esempio, nella zona 3 dove risultano i valori più alti otteniamo per il rischio basso un valore di 8.1% mentre per il rischio elevato una percentuale di perdita del 2.8%.

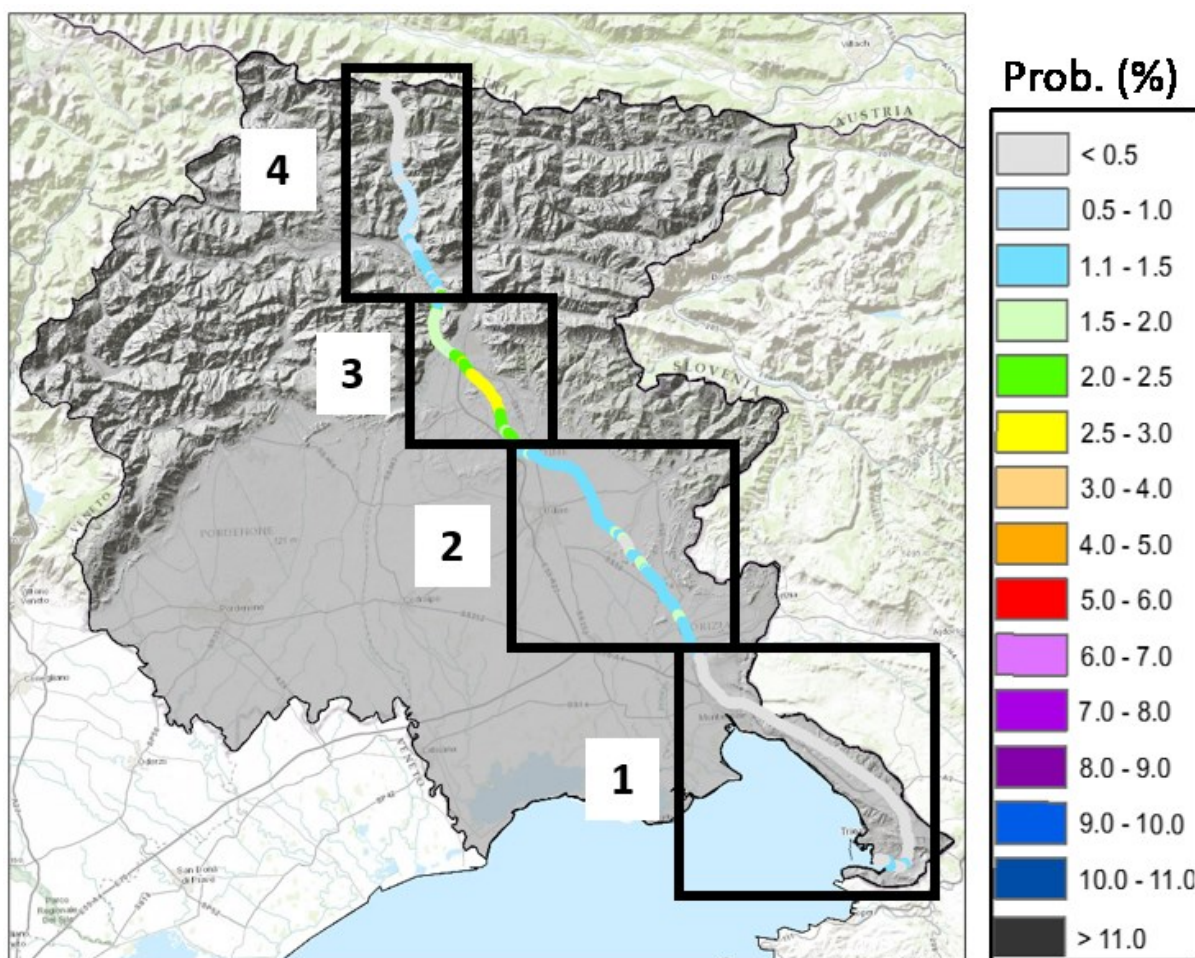


Fig. 7.12: Rischio elevato di perdita di contenuto dalla tubazione dell’oleodotto sull’ambiente esterno causa deformazioni transienti.

7.1.3 Perdita di sostanza pericolosa da deformazioni permanenti

Per rappresentare la perdita di contenuto di sostanze pericolose in 50 anni nel caso in cui le tubazioni siano sottoposte a deformazioni permanenti, è stata utilizzata la curva di fragilità di Lanzano et al. (2013b) mostrata in Fig. 6.3. Il parametro correlato al rischio è la PGA derivata dagli studi di PSHA in quanto la metodologia di Lanzano et al. (2013b) utilizza relazioni empiriche per calcolare lo spostamento permanente basate su tale parametro di scuotimento.

Coerentemente con la descrizione dei risultati del capitolo precedente, anche in questo caso abbiamo suddiviso il percorso della condotta in quattro zone aventi un intervallo differente di perdita di contenuto di sostanza contaminante:

- **La zona 1** ha ottenuto percentuali di perdita di contenuto molto bassi, inferiori dell’1.5%.

- **La zona 2** ha ottenuto percentuali lievemente superiori rispetto alla zona precedente, ma restando sempre in un intervallo basso tra il 2.0% e il 4.5%.
- **La zona 3** ha ottenuto le percentuali maggiori, lungo il percorso della condotta, con una probabilità di perdita compresa tra il 6% e il 11.5%; inoltre è aumentata anche l'estensione spaziale rispetto ai casi precedenti di calcolo di rischio per deformazioni transienti; infatti questa zona si estende tra Tavagnacco ed Arta Terme.
- **La zona 4** ha ottenuto percentuali inferiori rispetto la zona precedente, in un intervallo tra 1.5% e 5.5%.

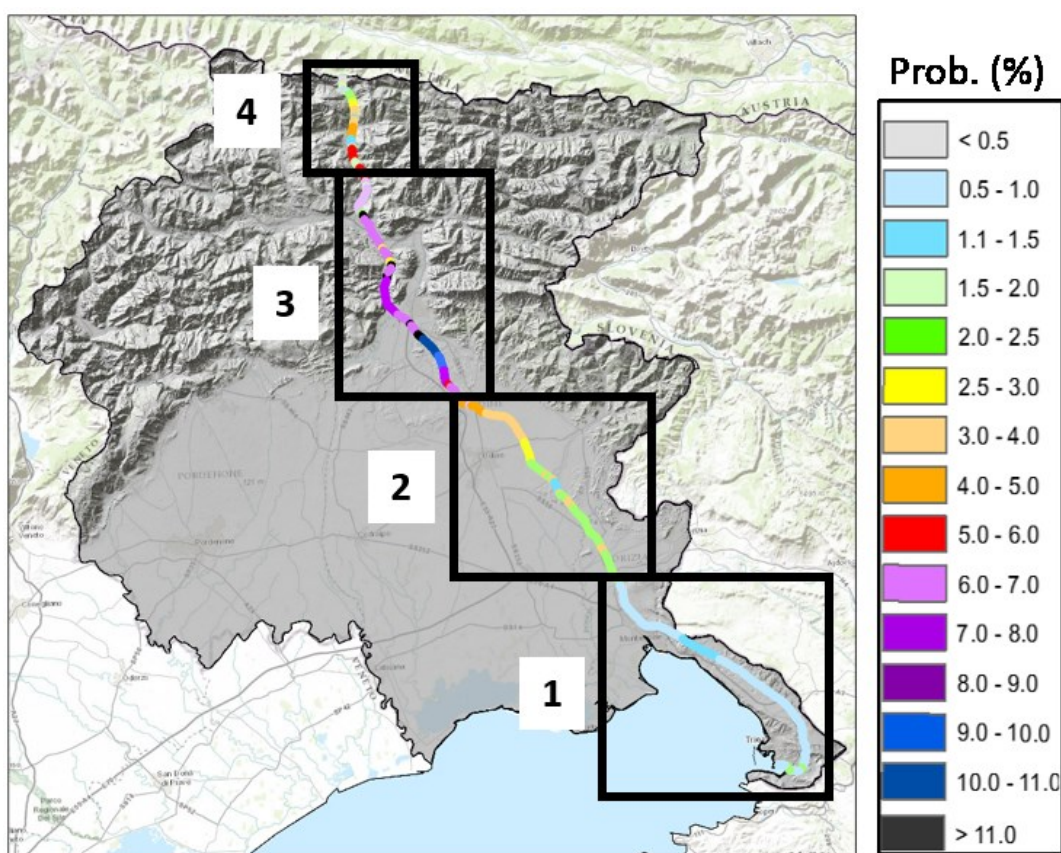


Fig. 7.13: Rischio elevato di perdita di contenuto dalla tubazione dell'oleodotto sull'ambiente esterno causato da deformazioni permanenti.

La metodologia di Lanzano et al. (2013b), utilizzata nel caso in cui la condotta sia soggetta a deformazioni permanenti, non discrimina la tipologia del fenomeno che potrebbe causare la rottura, ma utilizza solamente una correlazione tra la deformazione permanente e l'accelerazione di picco PGA. Inoltre i fenomeni di rottura del terreno quali liquefazione, frane e fagliazione superficiale si verificano solo in determinate condizioni geotecniche non dipendenti solamente dal valore del picco di accelerazione. Si è voluto, pertanto, fare un

confronto qualitativo tra questo risultato e quelli ottenuti utilizzando il tasso di riparazione (capitolo 6.1.1) per i tre tipi di fenomeni sito-specifici descritti nel capitolo 4. In Fig. 7.14 è rappresentato tale confronto in cui appare evidente che ad ogni fenomeno sito-specifico corrisponda una ben precisa condizione geotecnica e la sua localizzazione non è continua lungo il percorso della condotta.

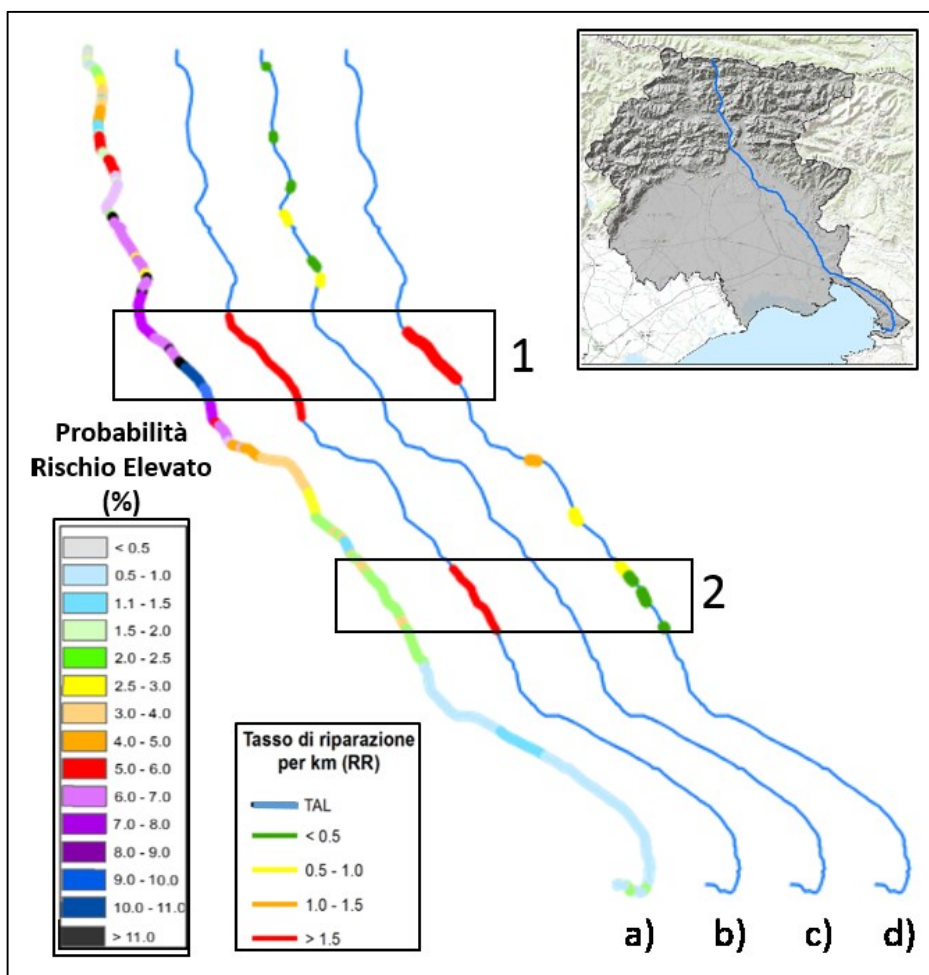


Fig. 7.14: Confronto dei risultati fra le due metodologie utilizzate nel calcolo della potenziale rottura della condotta a causa di deformazione permanente. In a) è rappresentato il risultato ottenuto con la metodologia di Lanzano et al. (2013b), in b), c) e d) sono mostrati i risultati del tasso di riparazione dovuto rispettivamente a fenomeni di fagliazione superficiale, frane e liquefazione.

Il tracciato della condotta indicato con la lettera a) rappresenta il risultato del rischio elevato in termini di probabilità di perdita di contenuto in 50 anni; lungo il tracciato b) invece sono mostrati i tratti in cui la condotta potrebbe subire rotture conseguenti a fenomeni di fagliazione superficiale; lungo il tracciato c) sono individuati i fenomeni franosi che potrebbero creare danno alla condotta, localizzati nella parte montana del percorso, dove le condizioni di acclività dei pendii e le litologie presenti permettono l'insorgere di tali fenomeni a seguito di

un evento sismico; ed infine sono individuati lungo il tracciato d) i potenziali fenomeni di liquefazione che potrebbero produrre danni alla condotta, localizzati in pianura, dove le condizioni litologiche, idrogeologiche e di scuotimento permettono il verificarsi di tali fenomeni. Il rettangolo nero indicato con 1, evidenzia la zona della condotta dove otteniamo le percentuali maggiori di rischio elevato e dove si potrebbero verificare fenomeni di liquefazione e fagliazione superficiale; nel rettangolo 2 invece è mostrata una zona con bassa percentuale di probabilità di rischio elevato, ma dove potrebbero verificarsi danni alla condotta a seguito di fenomeni di liquefazione e fagliazione superficiale.

L'utilizzo della curva di fragilità sviluppata da Lanzano et al. (2013b), pertanto, può essere utile per una preliminare indicazione del rischio di perdita di contenuto quando la condotta è soggetta a deformazione permanente.

7.2 Serbatoio

7.2.1 Deposito serbatoi di San Dorligo

In Fig. 7.15 è mostrata la perdita attesa di contenuto di sostanze pericolose calcolata per il serbatoio in acciaio ancorato e a pressione atmosferica. La curva di pericolosità sismica è mostrata in Fig. 7.15a mentre nella Fig. 7.15b è visualizzata l'immagine del deposito di stoccaggio di San Dorligo. La curva di pericolosità è stata convoluta con le curve di fragilità (Fig. 7.15c) considerando due stati di perdita di contenuto: moderato ed esteso, descritte dalla metodologia di Fabbrocino et al. (2005); inoltre utilizza due tipi di livello di riempimento del serbatoio: quasi pieno e oltre il 50%. La Fig. 7.15d mostra i valori di rischio calcolati, in termini di probabilità di perdita di contenimento in 50 anni. I risultati mostrano una bassa probabilità di perdita di contenimento in 50 anni: con il livello del petrolio greggio quasi pieno si ottiene nel caso di perdita moderata il valore di 3,9% mentre per le perdite estese otteniamo percentuali di 0.28%. Nel caso in cui il serbatoio sia riempito oltre il 50% otteniamo valori per lo stato di perdita moderato di 1.3% mentre per lo stato di perdita estesa un valore prossimo allo zero.

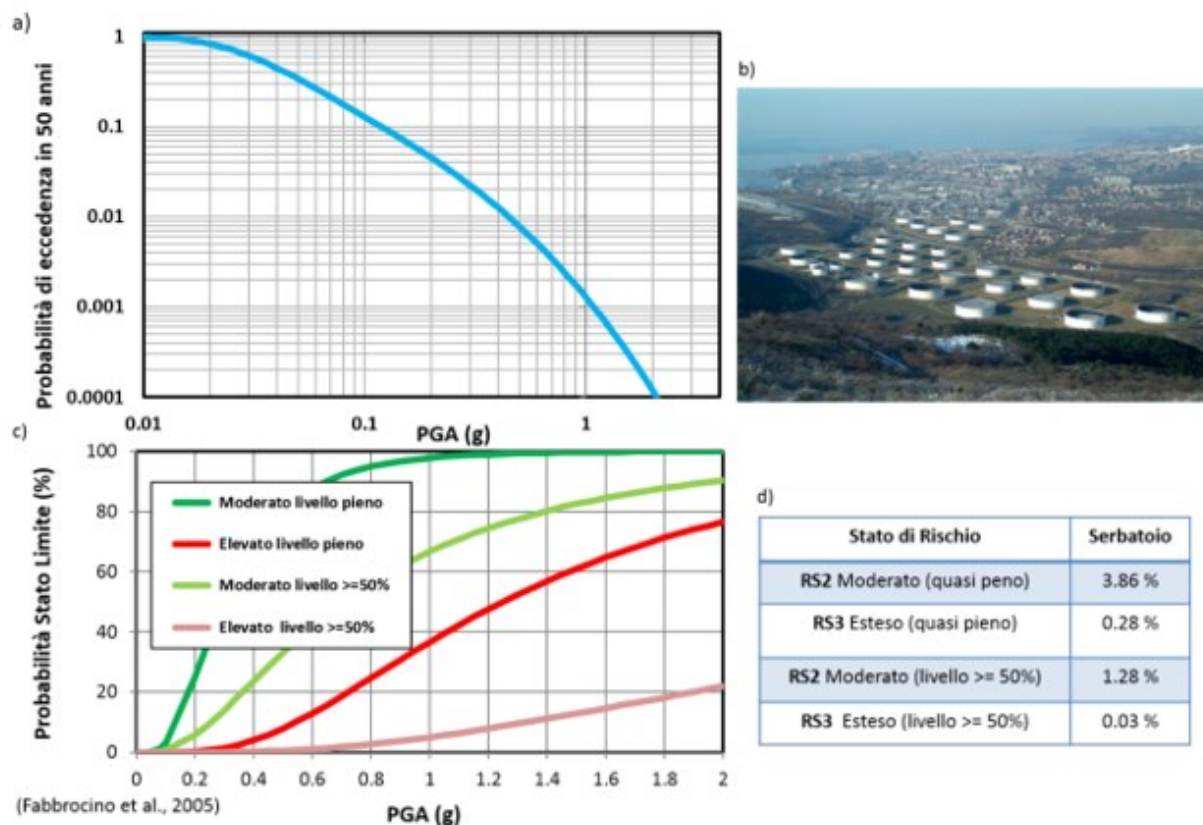


Fig. 7.15: Danno atteso al deposito di stoccaggio: a) curve di pericolosità; b) ubicazione del deposito dei serbatoi di San Dorligo; c) curve di fragilità; d) danno atteso.

Abbiamo inoltre utilizzato la metodologia HAZUS (NIBS, 2004), che aggrega le varie curve di fragilità di ciascun sub componente al fine di ottenere una vulnerabilità globale del sistema serbatoio (Tab. 6.9); anche in questo caso si è eseguita l'operazione di convoluzione tra la curva di pericolosità di Fig. 7.15a e la curva di fragilità di Fig. 6.5. Abbiamo, così, ottenuto le probabilità di danneggiamento in 50 anni descritte nella Tab. 7.1, in cui per il danno lieve si è raggiunta una percentuale prossima all'8%, per il danno moderato/esteso una percentuale del 2.77 e per il danno completo una percentuale molto bassa dello 0.76%.

Stato di danno	Livello danno	Danno (%)
DS1	Nessuno	-
DS2	Lieve	7.95
DS3	Moderato	2.77
DS4	Esteso	
DS5	Completo	0.76

Tab. 7.1: Danno atteso utilizzando la curva di fragilità HAZUS (NIBS, 2004).

7.2.2 Serbatoio di manutenzione/emergenza nelle stazioni di pompaggio

In ognuna delle tre stazioni di pompaggio è presente un serbatoio utilizzato per stoccare il petrolio greggio nel caso di manutenzione della condotta o nel caso di emergenza dovute a rotture della condotta. Pertanto, è stato eseguito un calcolo per ottenere la probabilità di perdite di contenuto utilizzando la metodologia di Fabbrocino et al. (2005). I risultati sono descritti nella Fig. 7.16. Questo è un scenario estremo, perché il serbatoio è sempre vuoto ed è utilizzato solo per stoccare il petrolio greggio nel caso in cui si eseguono le operazioni di manutenzioni alla condotta oppure nel caso di una sua rottura a seguito di un evento sismico. In quest'ultimo caso se il serbatoio, riempito almeno per il 50%, subisce uno scuotimento a causa di un ulteriore evento sismico, esso potrebbe subire danni e conseguenti perdite di sostanze pericolose. Nella Fig. 7.16d sono descritte le probabilità di perdite di contenuto in 50 anni per i due stati: moderato ed esteso e per i due livelli di riempimento.

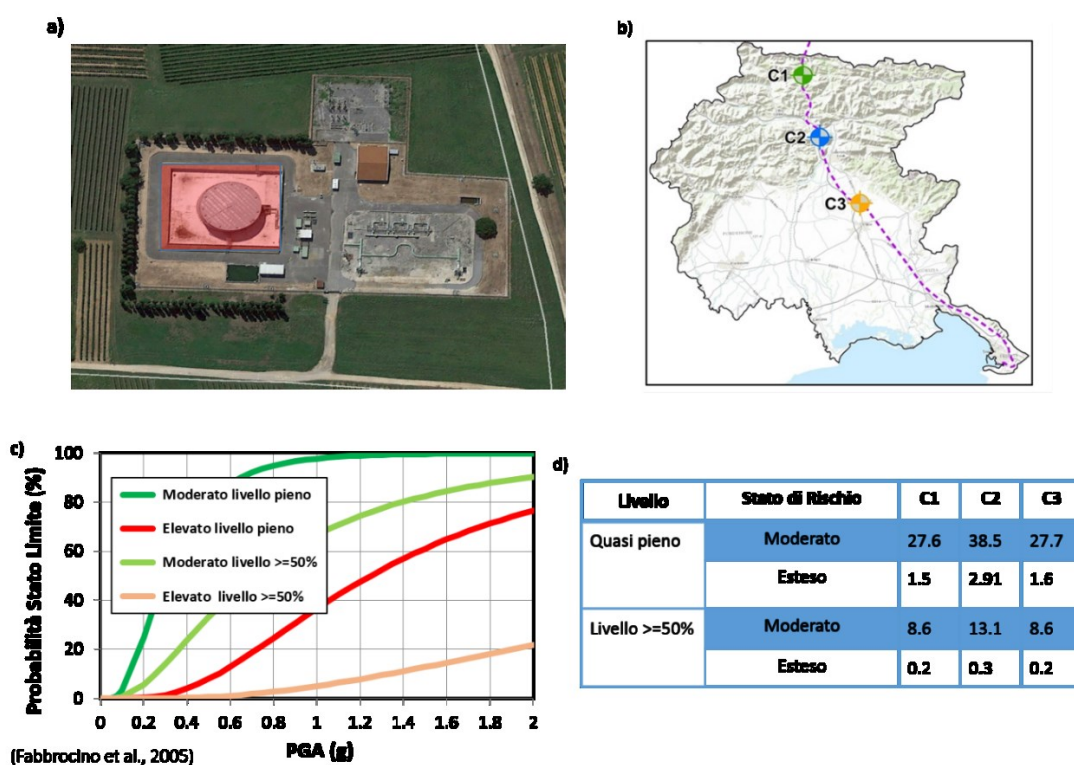


Fig. 7.16: Danno atteso ai serbatoi di emergenza all'interno delle stazioni di pompaggio: a) serbatoio di emergenza ubicato all'interno della stazione di pompaggio C3; b) ubicazione delle stazioni di pompaggio lungo il percorso dell'oleodotto; c) curve di fragilità di Fabbrocino et al. (2005); d) risultati del danno atteso a seconda del tipo di rischio.

I valori più alti sono stati ottenuti per la stazione di pompaggio C2 localizzata nei pressi del lago di Cavazzo: nel caso di riempimento del serbatoio pieno, abbiamo ottenuto, nel caso

di perdite di contenuto moderato, una percentuale del 38.5%, mentre per le perdite di contenuto esteso un valore di 2.91%. Infine si è ottenuto una probabilità di perdite inferiore di quasi un terzo nel caso in cui il serbatoio è riempito oltre la metà.

7.3 Stazione di pompaggio

La Fig. 7.17 illustra il danno atteso calcolato per le 3 stazioni di pompaggio C1, C2, C3 (vedi loro ubicazione in Fig. 7.17b). Le curve di pericolosità (Fig. 7.17a) sono state convolute con le curve di fragilità (Fig. 7.17c) considerando i quattro livelli di danneggiamento (lieve, moderato, estensivo e completo) descritti dalla metodologia HAZUS (NIBS, 2004). La tabella di Fig. 7.17d mostra i valori di rischio, in termini di probabilità di danneggiamento, per i quattro livelli di danno considerati. La stazione di pompaggio C2 risulta essere quella più vulnerabile ottenendo quasi il 70% di probabilità di danneggiamento per il danno lieve, il 33% per il danno moderato, più dell'8% per il danno estensivo ed infine poco più del 3% per il danno completo.

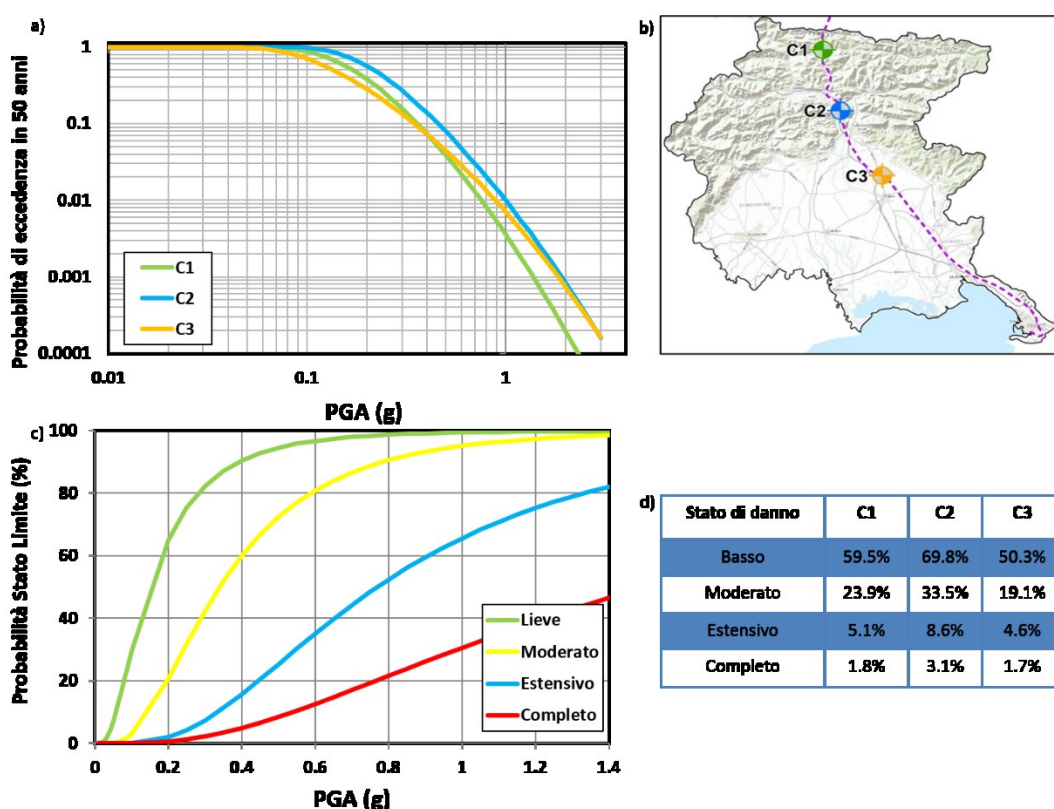


Fig. 7.17: Danno atteso alle stazioni di pompaggio: a) curve di pericolosità; b) ubicazione delle stazioni; c) curve di fragilità; d) danno atteso.

Abbiamo utilizzato anche la metodologia SRMLIFE (2003-2007) che utilizza una curva di fragilità basata sull'insieme delle varie curve di fragilità dei vari componenti che costituiscono la stazione di pompaggio. I parametri di fragilità dei vari componenti sono stati presi dalla metodologia HAZUS ed infine hanno determinato una curva di fragilità globale per una stazione di pompaggio (Fig. 6.7). I risultati ottenuti per le stesse tre stazioni di pompaggio di Fig. 7.17b sono descritti nella Tab. 7.2. I valori più alti di danno in 50 anni sono previsti nella stazione di pompaggio C2 in cui si è ottenuto per un danno lieve la percentuale del 39.6%, per un danno moderato 11.9%, per il danno esteso il 5.8 e infine una percentuale del 0.8% per il danno completo. Rispetto alla metodologia HAZUS si nota una notevole riduzione del rischio per tutti i quattro stati di danno e per tutte le stazioni di pompaggio, rimanendo comunque la stazione C2 quella a maggior rischio sismico.

Stato di danno	C1	C2	C3
Lieve	29.5	39.6	29.6
Moderato	6.8	11.9	6.9
Esteso	2.9	5.8	3.0
Completo	0.4	0.8	0.4

Tab. 7.2: Risultati del danno atteso alle 3 stazioni di pompaggio.

8 Strategie di mitigazione

Le strategie possibili nell'ambito della mitigazione del rischio sono rivolte alla riduzione dei fattori che contribuiscono alla sua determinazione: pericolosità, vulnerabilità, esposizione. Poiché non è possibile ridurre la pericolosità sismica, la mitigazione del rischio deve necessariamente puntare a limitare le conseguenze dei terremoti mediante azioni atte alla riduzione della vulnerabilità e dell'esposizione, anche tramite un'adeguata pianificazione dell'uso del territorio, specialmente dal punto di vista dell'inquinamento ambientale.

Per tale fine, l'utilizzo della tecnologia GIS ha rappresentato un fondamentale supporto informatico per la gestione e la rappresentazione del dato spaziale derivante dalle analisi probabilistiche di stima del rischio sismico. Il GIS non è un sistema atto a produrre decisioni in maniera automatica, ma consente di produrre facilmente risultati ed ipotesi diverse e permette un confronto dei risultati, in modo da facilitare la valutazione e la scelta degli operatori che gestiscono il territorio; inoltre un ulteriore punto di forza dei GIS è la possibilità di aggiornare continuamente la banca dati.

Nel caso in esame, in Fig. 8.1 è mostrato lo schema delle procedure d'identificazione dei siti in cui possono avvenire potenziali movimenti franosi lungo il percorso dell'oleodotto e le possibili strategie di mitigazione nel caso di fenomeni franosi indotti da un evento sismico. Una volta valutati e identificati i potenziali punti critici lungo il percorso dell'oleodotto, per ciascun sito, identificato il potenziale rischio alla condotta, si produrranno delle schede preliminari di valutazione del rischio lungo l'oleodotto; negli sviluppi futuri del lavoro dovrà poi essere presa in considerazione, sulla base dei risultati fin qui raggiunti, la possibilità di effettuare, per ogni sito, una valutazione avanzata del potenziale movimento franoso tramite adeguate indagini geologiche e geotecniche di dettaglio, al fine di definire meglio il potenziale movimento gravitativo (dimensione, tipologia di frana, etc.). Il passaggio successivo sarà lo sviluppo di misure di mitigazione che dovranno essere differenziate per ogni punto critico individuato, sulla base delle indicazioni contenute nelle schede precedenti.

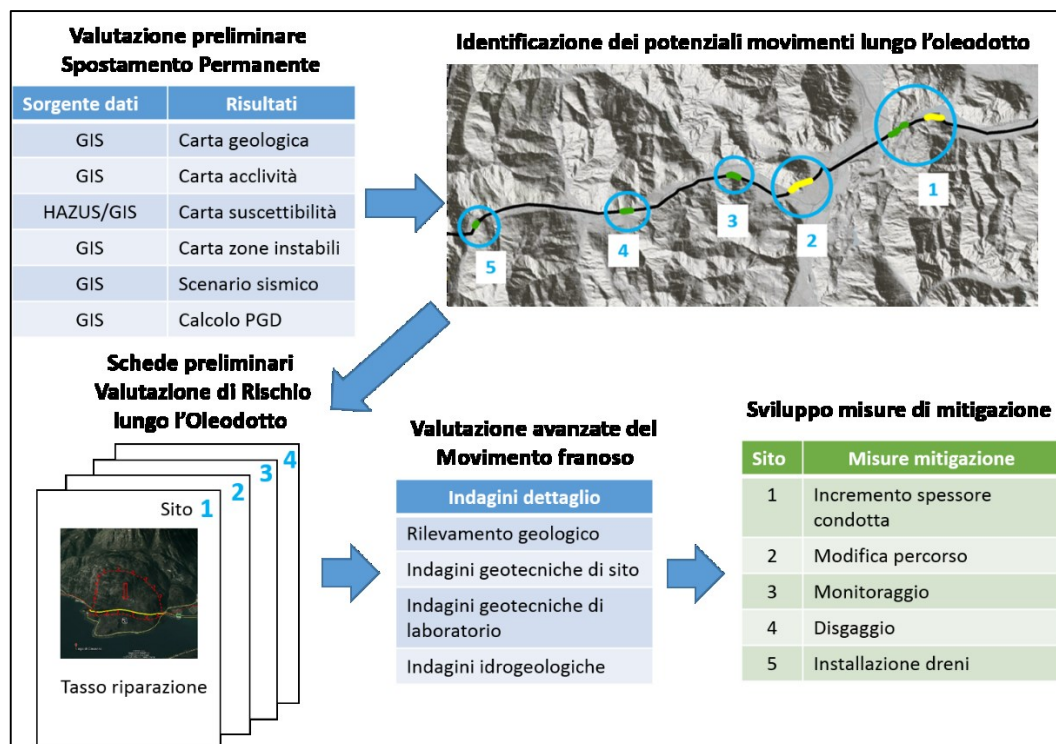


Fig. 8.1: Schema delle procedure d'identificazione dei siti in cui possono avvenire potenziali movimenti lungo il percorso dell'oleodotto e le possibili strategie di mitigazione nel caso di fenomeni franosi indotti da un evento sismico.

A riguardo delle possibili strategie di mitigazione, le linee guida sviluppate dalla “*Pipeline Reserch Council International (2009)*”, considerano quattro metodi che possono essere usati da soli o in combinazione tra loro, allo scopo di migliorare la risposta della condotta a seguito di spostamenti del terreno causati da fenomeni franosi, ma che possono essere anche adottate anche nel caso di fenomeni di liquefazione e fagliazione superficiale:

1. Aumento della resistenza della condotta

- Incremento dello spessore delle pareti della condotta, in modo da aumentare la resistenza alla compressione dovuta al carico del terreno.
- Aumento della resistenza allo snervamento dell'acciaio: può essere un mezzo efficace per aumentare la resistenza dell'oleodotto.
- Sostituzione di raggi corti o lunghi con “curve a gomito”, in modo da aumentare la capacità dell'oleodotto di distribuire i carichi assiali del terreno su una lunghezza più lunga. Questa strategia di mitigazione può essere efficace, ed è dipendente principalmente dall'angolo di piega e dalla lunghezza della condotta soggetta a spostamento del terreno. Sono stati riscontrati significativi miglioramenti delle

prestazioni delle condotte quando la variazione dell'angolo è superiore a 15° e il "gomito" è localizzato vicino al margine della zona di spostamento.

2. Modifica del percorso della condotta

Anche piccole modifiche del percorso dell'oleodotto permettono di evitare il passaggio in aree di potenziale rottura del terreno, al fine di ridurre in modo significativo le tensioni sulla condotta indotte dallo spostamento. Eventuali modifiche del percorso dell'oleodotto sono generalmente fatte per ridurre la lunghezza della tubazione esposta a dislocazione del terreno, eliminando i punti critici in cui i carichi del terreno possono concentrarsi lungo la condotta.

Per poter progettare un cambio del percorso della condotta dovranno essere effettuati studi approfonditi sull'area di potenziale rottura del terreno e sulla direzione del movimento franoso. Infatti, è molto importante conoscere l'orientazione della condotta rispetto alla direzione di movimento del terreno tenendo presente che la condotta orientata parallela alla direzione di movimento del terreno ha una capacità maggiore di resistenza rispetto a un'orientazione perpendicolare alla direzione di spostamento.

3. Riduzione dei carichi del terreno attorno alla condotta

La capacità di una condotta interrata a resistere agli spostamenti del terreno può essere migliorata minimizzando la resistenza longitudinale, laterale e di sollevamento del suolo ai movimenti della condotta. Questo può essere effettuata tramite una dei seguenti metodi.

- Condotta inserita in una trincea riempita con materiale sciolto granulare costituito da sabbia o ghiaia, che determinerà minor resistenza del suolo al movimento della condotta rispetto a un deposito coesivo come l'argilla o argilla limosa; a seconda della componente principale di spostamento del terreno, le pareti dello scavo dovranno essere inclinate di 30-45° e circa 60°, rispettivamente, per la componente orizzontale e verticale dello spostamento del terreno.
- Rivestimento della condotta tramite materiali a basso attrito: in questo caso i carichi assiali di attrito del terreno potranno essere ulteriormente ridotti, oltre al metodo di riempimento con materiale ghiaioso o sabbioso, tramite l'installazione sulla condotta di due strati separati di materiale geosintetico.
- Un ulteriore metodo per ridurre il carico del terreno è l'utilizzo di "EPS geofam" (polistirene espanso sintetizzato) vista la sua notevole compressibilità e bassa densità tra 12 e 45 kg/m³ (Fig. 8.2).



Fig. 8.2: Rivestimento della una condotta tramite l'utilizzo di EPS geofoam.

Dallo studio di Jiang et al. (2008), in cui sono stati condotte analisi numeriche utilizzando metodi a elementi finiti, è stato dimostrato che l'utilizzo di "EPS geofoam" può ridurre la deformazione della condotta grazie alla sua notevole compressibilità. In particolare, può essere utilizzato per proteggere le condotte interrato da fenomeni di rottura del terreno causato da fagliazione superficiale. Nello schema di Fig. 8.3 è mostrato il caso di una condotta soggetta a una faglia diretta: si nota che utilizzando la copertura EPS geofoam la deformazione della condotta è attenuata da tale strato (Nair e Dash, 2014).

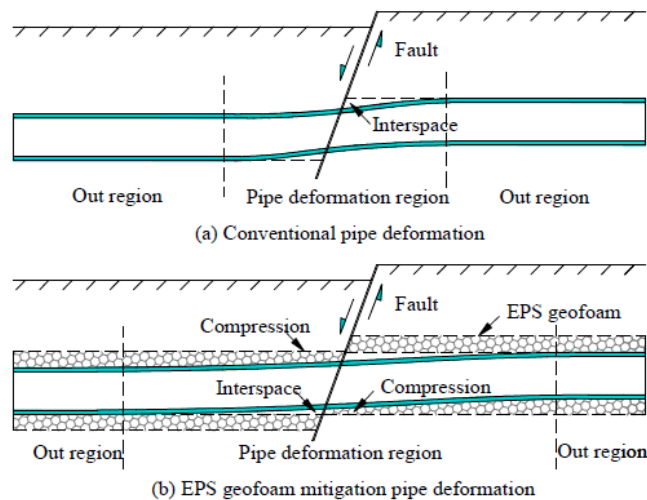


Fig. 8.3: Utilizzo dell'EPS geofoam per ridurre la deformazione della condotta a seguito di una fagliazione superficiale (Nair e Dash, 2014).

4. Miglioramento delle caratteristiche del terreno

Il rischio di fenomeni di liquefazione e conseguente dislocazione del suolo possono essere ridotti tramite i seguenti miglioramenti del terreno: addensamento, solidificazione e drenaggio (Andrus e Chung, 1995).

L'addensamento dei terreni è generalmente considerata un'operazione molto affidabile e permette di ridurre lo spazio vuoto del terreno diminuendo in tal modo il potenziale cambiamento volumetrico che comporterebbe la liquefazione; inoltre, con l'aumento della densità aumenta anche la resistenza al taglio del terreno. Alcune tecniche di addensamento del terreno consistono nella vibro-compattazione che può avvenire in superficie tramite rulli compressori oppure in profondità tramite l'inserimento nel sottosuolo di una sonda vibrante.

Tra le tecniche di solidificazione consideriamo l'utilizzo della tecnica "*jet grouting*" che è un'operazione d'iniezione nel terreno di una miscela cementizia ad altissima pressione (tra 20-70 N/mm² equivalenti a 200-770 bar) che consente il miglioramento delle caratteristiche meccaniche e di permeabilità del terreno (Fig. 8.4).

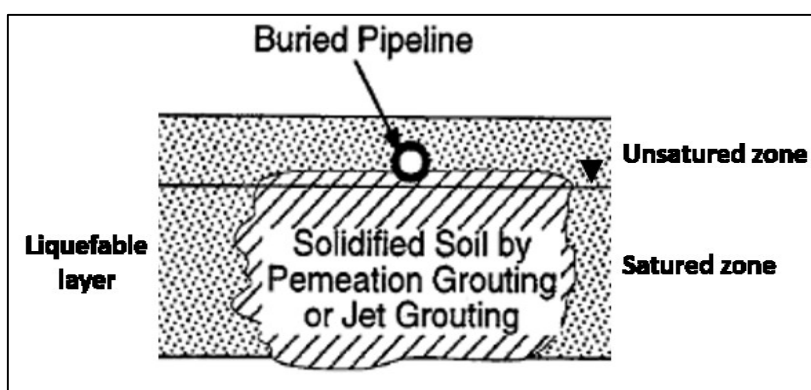


Fig. 8.4: Risultato delle operazioni di "Jet Grouting" al fine di migliorare le proprietà meccaniche e di permeabilità del terreno (Andrus e Chung, 1995).

Infine il metodo del drenaggio tramite "dreni di ghiaia" permettono di accelerare la dissipazione della pressione dell'acqua interstiziale in eccesso limitando in tal modo la perdita di resistenza al taglio e riducendo le pressioni di sollevamento che agiscono sulle strutture interrato come gli oleodotti.

Le tecniche di mitigazione proposte nel presente capitolo dovranno essere adottate per impedire eventuali danni all'oleodotto. La scelta della strategia di mitigazione da adottare dovrà basarsi sui risultati derivati dalla valutazione del rischio che ha permesso di identificare i punti critici lungo il tracciato. Attuando le tecniche di mitigazione, il rischio sismico delle condotte soggette a vari tipi di pericolosità sismica potrà essere notevolmente ridotto.

Conclusioni e sviluppi futuri

Uno degli obiettivi che ci siamo posti all'inizio del presente studio era quello di progettare un Sistema Informativo Territoriale a supporto dell'analisi di rischio sismico. Pertanto abbiamo creato un GIS che è fisicamente rappresentato dal geo-database, in cui sono confluiti tutti i dati geo-spaziali necessari per le attività di analisi di sicurezza sismica per un sistema di oleodotto. Il GIS è stato popolato con i dati relativi al Friuli Venezia Giulia, ma la struttura del geodatabase ha una validità generale, permettendo la possibilità di riuso del geo-database per altri studi in aree differenti. Abbiamo ottenuto uno strumento che permette la navigazione, l'interrogazione dei dati, l'analisi spaziale e la possibilità di estrarre sotto insiemi di dati per utilizzarli come input per modelli di simulazione, come l'analisi di valutazione delle conseguenze ambientali a causa dello sversamento di sostanze inquinanti da condotte o serbatoi danneggiati a seguito di un evento sismico.

Questo studio ha dimostrato che l'uso del GIS è molto efficiente per le analisi di rischio sismico a larga scala in cui bisogna gestire ed elaborare una notevole quantità di dati derivati dalle analisi probabilistiche di stima del rischio sismico; pertanto l'uso dell'ambiente GIS è un supporto fondamentale per le attività con fini di pianificazione territoriale e conseguenti analisi di mitigazione del danno sia strutturale che ambientale.

Dall'analisi di pericolosità sismica espressa come scuotimento del terreno abbiamo ottenuto e utilizzato la mappa di pericolosità sismica alla superficie libera che permette di definire meglio gli effetti dell'amplificazione locale dovuta alle caratteristiche geologiche dei terreni, rispetto alla classica mappa di pericolosità legata al singolo terreno (da normativa, roccia, con $V_s=800\text{m/s}$), al fine di non sottostimare o sovrastimare lo scuotimento atteso.

I maggiori eventi sismici registrati nell'area di studio sono stati associati alle sorgenti lineari derivate dal database italiano delle sorgenti sismiche (DISS Working Group, 2010) considerando un modello caratteristico del terremoto. Una zonazione sismogenica è stata aggiunta a tali sorgenti lineari al fine di caratterizzare la sismicità minore, descrivendola mediante il modello di sismicità di Gutenberg-Richter. Infine sono state aggiunte al modello di sorgenti sismogeniche anche le faglie quaternarie localizzate nel golfo di Trieste, che hanno dimensioni sufficienti per giustificare, almeno, una magnitudo caratteristica di 6. I risultati delle mappe di pericolosità sismica, nel caso di una probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni (tempo di ritorno di 475 anni), ottenuti in termini di picchi di accelerazione e di velocità per la

loro componente orizzontale e dell'Intensità di Arias, mostrano che l'utilizzo delle faglie individuali del database DISS non apporta alcun evidente aumento di scuotimento; tale contributo si riscontra nel caso di una probabilità di eccedenza del 2% in 50 anni (tempo di ritorno di 2475 anni), ottenendo il massimo valore di scuotimento nella zona del Friuli centro-orientale, dove sono presenti tre faglie individuali del DISS aventi un intervallo di ricorrenza attorno ai 1200 anni.

La stima del rischio delle tubazioni interrato, nel caso di deformazioni transienti, ha permesso di ottenere la probabilità di perdita di contenuto nell'ambiente esterno, utilizzando curve di fragilità che si basano su un indicatore rivolto alle conseguenze di un'eventuale rottura, cioè dovute al possibile rilascio di sostanze pericolose. Sono state stimate, inoltre, le probabilità di danneggiamento in 50 anni, anche per gli altri componenti del sistema dell'oleodotto: serbatoi e stazioni di pompaggio. Nel primo caso, il rischio è stato valutato coinvolgendo il risultato della curva di pericolosità con le curve di fragilità diversificate a seconda del livello di riempimento del serbatoio, ottenendo risultati inferiori di quasi un terzo nel caso in cui il serbatoio sia riempito oltre 50 % rispetto a uno quasi pieno. Per le stazioni di pompaggio si è valutato il rischio coinvolgendo la curva di pericolosità con le curve di fragilità secondo un approccio che considera tale elemento come un sistema fatto anche da altri componenti (equipaggiamenti elettrici, impianti di energia elettrica, edificio di controllo), usando cioè, una vulnerabilità globale che aggrega al suo interno le varie curve di fragilità di ciascun componente.

L'analisi delle deformazioni permanenti del terreno, indotte da fagliazione superficiale, fenomeni di liquefazione e frana, ha permesso di identificare le aree potenzialmente critiche ottenendo i relativi valori di spostamento permanente del terreno. A tal fine, per calcolare la distribuzione del parametro di scuotimento, è stato studiato uno scenario sismico legato al terremoto del 6 maggio 1976, $M_w=6.4$, con epicentro localizzato intorno al comune di Gemona. I parametri di scuotimento calcolati sono stati la PGA e l'intensità di Arias. Anche in questo caso abbiamo utilizzato la metodologia sviluppata in Slejko et al. (2011), al fine di aggregare in un'unica mappa (*soil seismic hazard map*), tramite la tecnologia GIS, i risultati di pericolosità per le tre tipologie di suolo sulla base delle conoscenze litologiche derivate da Carulli (2006a, 2006b). Inoltre molto importante nella valutazione del rischio per una tubazione interrata è stata la valutazione dei danni a seguito delle deformazioni permanenti del terreno, indotte da fenomeni come la liquefazione e i movimenti gravitativi che possono

indurre rotture del terreno. In tal caso è stata utilizzata una metodologia (Lanzano, 2013) che utilizza come parametro prestazionale il tasso di riparazione in rapporto allo spostamento permanente del terreno valutato per i casi di liquefazione, frana e fagliazione superficiale.

I risultati ottenuti sono un ottimo punto di partenza per effettuare necessarie analisi di maggior dettaglio. Le mappe ottenute consentono di identificare i punti candidati ad essere sede di maggiori criticità per effetto sismico, dovute a deformazione transienti o permanenti del terreno, lungo il percorso dell'oleodotto che attraversa il territorio regionale. Tali mappe costituiscono, quindi, un utile strumento di supporto alle decisioni per la pianificazione degli interventi di presidio e di gestione delle eventuali emergenze.

Futuri sviluppi della ricerca potranno riguardare le analisi delle conseguenze connesse al rilascio di sostanze pericolose in grado di causare danni all'ambiente. In modo specifico, l'attenzione sarà posta alle due matrici ambientali, suolo e acque sotterranee considerate possibili bersagli in caso di rilasci da condotte che trasportano sostanze idrocarburiche non miscibili in acqua perché più leggere di essa e con proprietà d'inflammabilità e tossicità. Scopo di tali analisi sarà la determinazione della stima delle frequenze di accadimento, quantificando le portate di rilascio, a seconda del tipo di scenario incidentale. A tale scopo verrà effettuato uno studio pilota sulla vulnerabilità di un acquifero, nei pressi di uno dei punti critici individuati in questo lavoro, tramite metodi parametrici (morfologici, idrogeologici ed idraulici del territorio) al fine di stimare la pericolosità intrinseca del sito nel caso di un ipotetico scenario di sversamento di sostanze pericolose.

Bibliografia

- AGIP; 1959: *AGIP MINERARIA, Microfacies Italiane*. S. Donato Milanese, Milan, 1959.
- ALA (American Lifeline Alliance); 2001: *Seismic fragility formulations for water system*. American Society of Civil Engineers (ASCE) and Federal Emergency Management Agency (FEMA).
- Amato A., Barnaba P.F., Finetti I., Groppi G., Martinis B., Muzzin A.; 1976: *Geodynamic outline and seismicity of the Friuli Venezia Giulia region*. Boll. Geofis. Teor. Appl., 19, 217-256.
- Ambraseys, N.N.; 1976: *Engineering seismology aspects of the Gemona-Friuli earthquake*. Boll. Geof. Teor. Appl., 19, 257-272
- Ambraseys, N.N., Menu, J.M.; 1988: *Earthquake-induced ground displacements*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 16, 985–1006.
- Andrus R.D. e Chung R.M.; 1995: *Ground Improvement Techniques for Liquefaction Remediation Near Existing Lifelines*. Building and Fire Research Laboratory National Institute of Standards and Technology Gaithersburg, MD 20899.
- Aoudia, A., Saraò, A., Bukchin, B., Suhadolc, P.; 2000: *The 1976 Friuli (NE Italy) thrust faulting earthquake: a reappraisal 23 years later*. Geoph. Res. Lett. 27, 573–576.
- Arias, A.; 1970: *A Measure of Earthquake Intensity*. R.J. Hansen, ed. Seismic Design for Nuclear Power Plants, MIT Press, Cambridge, Massachusetts, pp. 438-483.
- Aronoff S.; 1989: *Geographic Information Systems: A Management Perspective*. WDL Publ., Ottawa, Canada.
- Ausilio E., Silvestri F., Troncone A., Tropeano G.; 2007: *Seismic displacement analysis of homogeneous slopes: a review of existing simplified methods with reference to Italian seismicity*. Fourth International Conference on “Earthquake Geotechnical Engineering”, June 25-28, Thessaloniki, Greece.
- Bindi D., Pacor F., Luzi L., Puglia R., Massa M., Ameri G. and Paolucci R.; 2011: *Ground motion prediction equations derived from the Italian strong motion database*. Bull. Earthquake Eng., 9, 1899–1920.
- Bogliolo M.P.; 2012: *Proposal of a reference geo-database to support safety tasks involving the land context of Seveso establishments*. Chemical Engineering Transactions, vol. 26.
- Bosi C., Camponeschi B. and Giglio G.; 1976: *Indizi di possibili movimenti lungo faglie in occasione del terremoto del Friuli del 6 maggio 1976*. Boll. Soc. Geol. It., 95, 803-830.
- Braga F., Dolce M., Laterza M., Masi A.; 1999: *Esame del comportamento sismico e della vulnerabilità sismica delle condotte interrato*. Ingegneria sismica, anno XVI, 2, 17-29.

- Bramerini F., Di Pasquale G.; 2008: *Updated seismic risk maps for Italy*. Ing Sismica XXV (2): 5–23 (in Italian).
- Burrato P, Poli M.E., Vannoli P., Zanferrari A., Basili R, Galadini F.; 2008: *Sources of Mw 5+ earthquakes in northeastern Italy and western Slovenia: An updated view based on geological and seismological evidence*. Tectonophysics 453, 157–176.
- Burrough P.A. and McDonell R.A.;1998: *Principles of Geographical Informations System*. Oxford University Press, New York, 190 pp.
- Campedel M., Cozzani V., Garcia-Agreda A. and Salzano E.; 2008: *Extending the quantitative assessment of industrial risks to earthquake effects*. Risk Analysis, 28, 1231-1246.
- Carulli G.B., Riuscetti M. e Slejko D.; 2003: *La carta del rischio sismico. Rassegna Tecnica del Friuli Venezia Giulia* 54(2):17-22.
- Carulli G.B.; 2006a: *Carta geologica del Friuli Venezia Giulia, scala 1:150.000*, Regione Autonoma Friuli Venezia Giulia, Direzione Regionale Ambiente e Lavori Pubblici, Servizio Geologico Regionale.
- Carulli G.B., 2006b: *Note illustrative della Carta geologica del Friuli Venezia Giulia, scala 1:150.000*, Regione Autonoma Friuli Venezia Giulia, Direzione Regionale Ambiente e Lavori Pubblici, Servizio Geologico Regionale, Selca, Firenze, 44 pp.
- Castaldini D., Ilies D.; 2004: *Active and capable fault*. Encycl. Geom., Routledge, 1-3.
- Cipar, J.; 1980: *Teleseismic observations of the 1976 Friuli, Italy earthquake sequence*. B. Seismol. Soc. Am., 70, 963-983.
- Codermatz, R., Nicolich, R., and Slejko, D.; 2003: *Seismic risk assessment and GIS technology: applications to infrastructures in the Friuli - Venezia Giulia region (NE Italy)*. Earth. Eng. Struct. Dyn. 32:1677-1690.
- Cornell C.A.; 1968: *Engineering seismic risk analysis*. Bull. Seism. Soc. Am., 58, 1583-1606.
- Cowen D.J.; 1988: *GIS versus CAD versus DBMS: what are the differences?*. Photogrammetric Engineering and Remote Sensing, 54: 1551-1554.
- Demers M.N.; 1999: *Fundamentals of Geographic Information Systems*. New York: John Wiley and Sons, Inc. Required Skills.
- Di Pasquale G., Orsini G. and Romeo R.; 2000: *Sensitivity analysis in seismic risk assessment*. In: Proceedings of the 6th international conference on seismic zonation, Palm Springs, CA.
- Di Pasquale G., Orsini G. and Romeo R. W.; 2005: *New developments in seismic risk assessment in Italy*. Bulletin of Earthquake Engineering 3: 101–128.

- DISS Working Group; 2010: *Database of Individual Seismogenic Sources (DISS), Version 3.1.1: a compilation of potential sources for earthquakes larger than M 5.5 in Italy and surrounding areas*. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia.
- Dolce M., Laterza M., Masi A.; 1999: *Analisi della rottura di una condotta idrica a seguito del sisma del 26 maggio 1991 a Potenza*. Ingegneria sismica, anno XVI, 3, 58-66.
- Faccioli E., Paolucci R.; 2005: *Elementi di sismologia applicate all'ingegneria*. Pitagora Editrice Bologna.
- FEMA; 1999: *Earthquake loss estimation methodology HAZUS-MH*. Technical manual, www.fema.gov/hazus (accessed 1/5/2012).
- FEMA; 2003: *Multi-hazard Loss Estimation Methodology: HAZUS MR4*.
- Galadini F., Poli M. E. and Zanferrari A.; 2005: *Seismogenic sources potentially responsible for earthquakes with $M \geq 6$ in the eastern Southern Alps (Thiene–Udine sector, NE Italy)*. Geophys. J. Int. () 161, 739–762 doi: 10.1111.
- Galadini F., Falcucci E., Galli P., Giaccio B., Gori S., Messina P., Moro M., Saroli M., Scardia G., Sposato A.; 2012: *Time intervals to assess active and capable faults for engineering practices in Italy*. Engineering Geology 139–140 (2012) 50–65.
- Galli P., Meloni F.; 1993: *Nuovo Catalogo Nazionale dei processi di liquefazione avvenuti in occasione dei terremoti storici in Italia*. Il Quaternario 6(2), 271-292.
- Giardini D., Woessner J., Danciu L., Cotton F., Crowley H., Grünthal G., Pinho R., Valensise G., Akkar S., Arvidsson R., Basili R., Cameelbeck T., Campos-Costa A., Douglas J., Demircioglu M. B., Erdik M., Fonseca J., Glavatovic B., Lindholm C., Makropoulos K., Meletti C., Musson R., Pitilakis K., Rovida A., Sesetyan K., Stromeyer D., Stucchi M.; 2013: *Seismic Hazard Harmonization in Europe (SHARE)*: Online Data Resource, doi:10.12686/SED-00000001-SHARE, 2013.
- Grimaz S.; 2012: *Fenomeni near-field come effetti di sito? Un'ipotesi di lavoro che trova riscontri anche nelle osservazioni sul campo in occasione dei recenti terremoti distruttivi italiani*. In: Atti del 31° Convegno Nazionale Gruppo Nazionale di Geofisica della Terra Solida, Potenza, 20-22 novembre 2012.
- Grimaz S.; 2014: *Can earthquakes trigger serious industrial accidents in Italy? Some considerations following the experiences of 2009 L'Aquila (Italy) and 2012 Emilia (Italy) earthquakes*. Boll. Geof. Teor. Appl., 55, 227-237.
- Grimaz S. and Malisan P.; 2014: *Near field domain effects and their consideration in the international and Italian seismic codes*. Boll. Geof. Teor. Appl., accepted.
- Grimaz S. and Sleiko D.; 2014: *Seismic hazard for critical facilities*. Boll. Geof. Teor. Appl., 55, 3-16.

- Grimaz S., Slejko D., Cucchi F. and Working Group ASSESS; 2016: *The ASSESS project: assessment for seismic risk reduction of school buildings in the Friuli Venezia Giulia region (NE Italy)*. Bollettino di Geofisica Teorica ed Applicata Vol. 57, n. 2, pp. 111-128; June, DOI 10.4430/bgta0160.
- Gruppo di lavoro MS; 2008: *Indirizzi e criteri per la microzonazione sismica*. Conferenza delle Regioni e delle Province autonome - Dipartimento della protezione civile, Roma, 3 vol. e Dvd.
- Haeussler P.J., Schwartz D.P., Dawson T.E., Stenner H.D., Lienkaemper J.J., Sherrod B., Cinti F. R., Montone P., Craw P.A., Crone A.J., and Personius S.F.; 2004: *Surface Rupture and Slip Distribution of the Denali and Totschunda Faults in the 3 November 2002 M 7.9 Earthquake*. Alaska Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 94, No. 6B, pp. S23–S52, December.
- Honegger D.G.; 2014: *Guidelines for constructing natural gas and liquid hydrocarbon pipelines through areas prone to landslide and subsidence hazards final report*. Prepared for the Design, Materials, and Construction Committee of Pipeline Research Council International.
- IAEA; 2010: *Seismic Hazards in Site Evaluation for Nuclear Installations or protecting people and the environment* No. SSG-9 Specific Safety Guide. International Atomic Energy Agency Vienna ISBN 978–92 –0–102910–2 ISSN 1020–525X.
- Idriss, I.M.; 1985: *Evaluating seismic risk in engineering practice*. Proc. XI ICSMFE, San Francisco, 1, 255-320, Balkema, Rotterdam.
- Jiang F., Wang X., Gu A.; 2008: *Damage Mitigation for Buried Pipeline using EPS geofoam under Permanent Ground Deformation*. International Conference on Information Management, Innovation Management and Industrial Engineering, Taipei, pp. 23–26.
- Jibson R.W.; 2007: *Regression models for estimating coseismic landslide displacement*. Engineering Geology 91 (2007) 209–218.
- Kijko A. and Graham G.; 1998: *Parametric-historic procedure for probabilistic seismic hazard analysis. Part I: estimation of maximum regional magnitude mmax*. Pure Appl. Geophys., 152, 413-442.
- Kramer, S.L.; 1996: *Geotechnical earthquake engineering*. Upper Saddle River N.J.: Prentice Hall.
- Krausmann E., Cozzani V., Salzano E. and Renni, E.; 2011: *Industrial accidents triggered by natural hazards: an emerging risk issue*. Natural Hazards and Earth System Science, 11, 921-929.
- Lanzano G., Salzano E., Santucci de Magistris F. and Fabbrocino G.; 2013a: *Performance Assessment of Continuous Buried Pipelines Under Earthquake Loadings*. In: Chemical Engineering Transactions, vol. 31.

- Lanzano G., Salzano E., Santucci de Magistris F. and Fabbrocino G.; 2013b: *Vulnerability of pipelines subjected to permanent deformation due to geotechnical co-seismic effects*. In: Chemical Engineering Transactions, vol. 31.
- Legg M.R., and Slosson J.E.; 1984: *Probabilistic approach to earthquake-induced landslide hazard mapping*. In Proceedings, Eighth World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, CA, p. 445-452.
- Liao, S.S., Veneziano, D., Whitman R.V., 1988: *Regression models for evaluating liquefaction probability*. Journal of Geotechnical Engineering, 114, 4.
- Locati M., Camassi R. e Stucchi M. (a cura di), 2011. DBMI11, a versione 2011 del Database Macrosismico Italiano. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, Milano, Bologna. <http://emidius.mi.ingv.it/DBMI11>, doi:10.6092/INGV.IT-DBMI11.
- Lucantoni A., Bosi V, Brammerini F., De Marco R., Lo Presti T., Naso G., Sabetta F.; 2001: *Seismic risk in Italy*. Ing Sismica XVII (1):5–36 (in Italian).
- Mattiozzi P. and Strom A.; 2008: *Crossing Active Faults on the Sakhalin II Onshore Pipeline Route: Pipeline Design and Risk Analysis*. CP1020, 2008 Seismic Engineering Conference Commemorating the 1908 Messina and Reggio Calabria Earthquake.
- Mitasova H., Mitas L.; 1993: *Interpolation by regularized spline with tension: Theory and implementation*. Mathematical geology 25.6, pp 641-655.
- Mouroux P., Le Brun B.; 2006: *Presentation of RISK-UE Project*. Bul.l Earthquake Eng. 4: 323–339.
- Muir Wood R., D.J. Mallard; 1992: *When is a fault 'extinct'?*. Journal of the Geological Society of London 149, 251–254.
- Nair G. S. and Dash S. R.; 2014: *Review of Seismic Mitigation Techniques for Buried Pipelines in Fault Zones*. Conference paper: Structural Engineering Convention.
- Newmark N.M., 1965: *Effect of earthquakes on dam and embankment*. The Rankine Lecture, Geotèchnique, Vol. 15, 2.
- Newmark N.M.; 1967: *Problems in wave propagation in soil and rocks*. In: Proc. Int. Symp. On Wave Propagation and Dynamic Properties of Earth Materials, University of New Mexico Press, pp. 7-26.
- NIBS, 2004: *Earthquake Loss Estimation Methodology HAZUS*. National Institute of Building Sciences, FEMA, Washington D.C.H.
- Norme Tecniche per le Costruzioni; 2008: *D.M. 14/01/2008*.
- Ordaz M., Aguilar A. and Arboleda J.; 2015: *CRISIS2015, Ver. 2.0*. Program for computing seismic hazard, UNAM, México.

- O'Rourke M.J. and Liu X.; 1999: *Response of Buried Pipelines Subjected to Earthquake Effects*. MCEER Monograph No.3, University of New York, Buffalo, USA.
- Peruzza L., Poli M.E., Rebez A., Renner G., Rogledi S., Slejko D., Zanferrari A.; 2002: *The 1976–1977 seismic sequence in Friuli: new seismotectonic aspects*. Mem. Soc. Geol. Ital. 57, 391–400.
- Pitilakis K., Alexoudi M., Argyroudis S., Monge O., Martin C.; 2006: *Earthquake risk assessment of lifelines*. Bull Earthquake Eng (2006) 4:365–390 DOI 10.1007/s10518-006-9022-1
- Pondrelli S., Ekström G. and Morelli A.; 2001: Seismotectonic re-evaluation of the 1976 Friuli, Italy, seismic sequence. J. Seismol., 5, 73-83.
- Poli M.E., Peruzza L., Rebez A., Renner G., Slejko D. and Zanferrari A.; 2002: New seismotectonic evidence from the analysis of the 1976-1977 and 1977-1999 seismicity in Friuli (NE Italy) Bollettino di Geofisica Teorica ed Applicata Vol. 43, n. 1-2, pp. 53-78; Mar.-Jun.
- Poli M.E., Burrato P., Galadini F. and Zanferrari A.; 2008: *Seismogenic sources responsible for destructive earthquakes in north-eastern Italy*. Bollettino di Geofisica Teorica ed Applicata Vol. 49, n. 3-4, pp. 301-313; September-December
- Ponti D.J., Tinsley J.C. III, Treiman J.A., and Seligson H., Jones L. M., Bernknopf R., Cox D., Goltz J., Hudnut K., Mileti D., Perry S., Ponti D., Porter K., Reichle M., Seligson H., Shoaf K., Treiman J. and Wein A.; 2008: *The ShakeOut Scenario*. U.S. Geological Survey Open-File Report 2008-1150 and California Geological Survey Preliminary Report 25 <http://pubs.usgs.gov/of/2008/1150/>.
- Rapporto INGV-MI, 3 pp., <http://emidius.mi.ingv.it/DBMI08/> McGuire R.K.; 1977: *Seismic design spectra and mapping procedures using hazard analysis based directly on oscillator response*. Earthq. Engin. Struct. Dyn., 5, 211-234.
- Rebez A. and Slejko D.; 2004a: *Introducing epistemic uncertainties into seismic hazard assessment for the broader Vittorio Veneto area (N.E. Italy)*. Boll. Geof. Teor. Appl., 45, 305-320.
- Romeo R.W.; 2012: *Emilia (Italy) M=5.9 earthquake on 20 may 2012: an unusual pattern of liquefaction*. DOI: 10.4408/IJEGE.2012-02.O-06
- Rovida A., Camassi R., Gasperini P. and M. Stucchi (eds.), 2011. CPTI11, the 2011 version of the Parametric Catalogue of Italian Earthquakes. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, Milano, Bologna, <http://emidius.mi.ingv.it/CPTI>
- Sabetta F. and Pugliese A.; 1996: *Estimation of response spectra and simulation of nonstationary earthquake ground motions*. Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 86, No. 2, pp. 337-352.
- Sadigh, K., Egan, J.A., and Youngs, R.R.; 1986: *Specification of Ground Motion for Seismic Design of Long Period Structures*. Earthquake Notes, vol. 57, no. 1, p. 13.

- Schwartz D.P., and Coppersmith K.J.; 1984: *Fault behaviour and characteristic earthquakes: examples from Wasatch and San Andreas faults*. J. Geophys. Res. 89, 5681–5698.
- Seed, H.B., Idriss, I.M.; 1982: *Ground Motions and Soil Liquefaction During Earthquakes*, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, California, Monograph Series, p. 13.
- Seed, H.B., Tokimatsu, K., Harder, L.F., and Chung, R.M.; 1985: *Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluations*. Journal of Geotechnical Engineering, American Society of Civil Engineers, 111, 12, 1425-1445.
- Servizio IRDAT Regione FVG <http://www.regione.fvg.it/rafvfg/cms/RAFVG/ambiente-territorio/conoscere-ambiente-territorio/FOGLIA2/>.
- Sims, J.D., and Garvin, C.D.; 1995: *Recurrent liquefaction at Soda Lake, California, induced by the 1989 Loma Prieta earthquake, and 1990 and 1991 aftershocks: Implications for paleoseismicity studies*. Seismological Society of America Bulletin, v. 85, p. 51-65.
- Sirovich L.; 1996: *Repetitive liquefaction at a gravelly site and liquefaction in overconsolidated sands*. Soils and Foundations (Japanese Geotechnical Society), 36, 4, 23-34.
- Slejko D., Peruzza L. and Rebez A.; 1998: Seismic hazard maps of Italy. Annali di Geofisica, 41, 183-214.
- Slejko D. and Rebez A.; 2002: *Probabilistic seismic hazard assessment and deterministic ground shaking scenarios for Vittorio Veneto (N.E. Italy)*. Boll Geof. Teor. Appl., 43, 263-280.
- Slejko D, Rebez A., Santulin M.; 2008: *Seismic hazard estimates for the Vittorio Veneto broader area (NE Italy)*, Boll. Geof. Teor. Appl., 49, 329-356.
- Slejko D, Carulli G.B., Riuscetti M., Cucchi F., Grimaz S., Rebez A., Accaino F., Affatato A., Biolchi S., Nieto D., Puntel E., Sanò T., Santulin M., Tinivella U. and Zini L.; 2011: *Soil characterization and seismic hazard maps for the Friuli Venezia Giulia region (NE Italy)*, Boll. Geof. Teor. Appl., 52, 59-104.
- Slejko D, Carulli G.B., Garcia J. Santulin M.; 2011: *The contribution of “silent” faults to the seismic hazard of the northern Adriatic Sea*. Journal of geodynamics, 51, 166-178.
- Smith T.R., S. Menon, J.L. Starr, and J.E. Estes; 1987: *Requirements and principles for the implementation and construction of large-scale geographic information systems*. International J. of Geographical Information Systems, 1: 13-31.
- SRMLIFE; 2003-2007: *Development of a global methodology for the vulnerability assessment and risk management of lifelines, infrastructures and critical facilities. Application to the metropolitan area of Thessaloniki*. Research Project, General Secretariat for Research and Technology, Greece.
- Strom, A., Ivaschenko, A., Kozhurin, A.; 2009: *Assessment of the design displacement values at seismic fault crossings and of their excess probability*. Geological engineering problems

- in major construction projects. Proceedings of 7th Asian regional conference of IAEG, 9–11 Sept 2009, Chengdu, China, Eds. Huang, R., Rengers, N., Li, Z., Tang, C. 139-143.
- Susumu Y., Kenji H., Keisuke I., Yoshiki K.; 2011: *Characteristics of liquefaction in Tokyo Bay area by the Great East Japan Earthquake*. Soils and Foundations (Japanese Geotechnical Society), 52, 5, 793-810.
- Tomlin C.D., 1990: *Geographic Information Systems and Cartographic Modeling*. Englewood Cliffs, NJ, Prentice-Hall.
- Tokimatsu, A.M., and Seed, H. B.; 1987: *Evaluation of Settlements in Sands Due to Earthquake Shaking*. Journal of the Geotechnical Division, American Society of Civil Engineers, vol. 113, no. 8, pp. 681-878.
- Toshima T., Iwamoto T., Nakajima T.; 2000: *Study on behavior of buried pipes in liquefied ground*. 12 WCEE 2000.
- Varnes D.J.: 1978: *Slope movement types and processes*. In Schuster, R. L. and Krizek, R. J. (Editors), *Landslides, Analysis and Control*, Special Report 176: Transportation Research Board. National Academy of Sciences, Washington, DC., 11-33.
- Weichert D.H.; 1980: *Estimation of the earthquake recurrence parameters for unequal observation periods for different magnitudes*. Bull. Seismol. Soc. Am., 70, 1337-1346.
- Wells D.L. and Coppersmith K.J.; 1994: *New empirical relationship among magnitude, rupture length, rupture width, rupture area, and surface displacement*. Bull. Seism. Soc. Am., 84, 974-1002.
- Widrow B. and Hoff M.E.; 1960: *Adaptive switching circuits*. Proc. Of WESCON Conv. Rec., part 4, pp.96-140,
- Wieczorek, G.F., R.C. Wilson, R.C., and E.L. Harp; 1985: *Map Showing Slope Instability during Earthquakes in San Mateo County, California*. U.S. Geological Survey Miscellaneous Investigations Series Map I-1257-E.
- Wilson, R.C., and Keefer, D.K.; 1985: *Predicting areal limits of earthquake-induced landsliding, in J.I. Ziony, editor, Evaluating earthquake hazards in the Los Angeles region-an earth-science perspective*. U.S. Geological Survey Professional Paper 1360, p.317-345.
- Yang W.S., Slejko D. and Viezzoli D.; 1989: *Seismic Risk in Friuli-Venezia Giulia: an approach*. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 8(2), 96–105.
- Youd T.L., and Perkins D.M.; 1978: *Mapping liquefaction-induced ground failure potential*. J. Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers, 104, 4, 433-446.
- Youd T.L.; 1973: *Liquefaction, flow, and associated ground failure*. U.S. Geological Survey Circular 688, 12 p.
- Zanferrari A., Masetti D., Monegato G., Poli M.E.; 2011: *Note illustrative Carta Geologica d'Italia alla scala 1:50.000 foglio 049 Gemona del Friuli*. ISPRA – Servizio Geologico.

Zini L., Calligaris C., Treu F., Iervolino D., Lippi F.; 2011: *Risorse idriche sotterranee del Friuli Venezia Giulia: sostenibilità dell'attuale indirizzo*. Edizioni EUT, 89 pp.