

LAPORAN AKHIR PENELITIAN
PENERAPAN DAN PENGEMBANGAN METODE VOLUME HINGGA
UNTUK PEMODELAN PROPAGASI ALIRAN BANJIR AKIBAT
KERUNTUHAN BENDUNGAN SEBAGAI SALAH SATU UPAYA
DALAM MITIGASI BENCANA
STUDI KASUS SITU GINTUNG



Disusun Oleh:
Bobby Minola Ginting, ST., MT.
Bambang Adi Riyanto, Ir., M.Eng.

Lembaga Penelitian dan Pengabdian kepada Masyarakat
Universitas Katolik Parahyangan
2013

DAFTAR ISI

DAFTAR ISI.....	i
ABSTRAK.....	ii
BAB 1. PENDAHULUAN	1
BAB 2. TINJAUAN PUSTAKA	4
BAB 3. METODE PENELITIAN.....	9
BAB 4. JADWAL PELAKSANAAN.....	11
BAB 5. HASIL DAN PEMBAHASAN	12
DAFTAR PUSTAKA	17

ABSTRAK

Dalam penelitian ini, metode volume hingga bertipe sel terpusat (cell-center) dengan metode Runge Kutta orde 4 sebagai integrasi waktu digunakan untuk memodelkan aliran akibat keruntuhan bendungan. Skema numerik yang diterapkan pada kasus ini dikembangkan pertama sekali oleh Jameson (1981) untuk menyelesaikan persamaan Euler yaitu aliran viskos dan non viskos, aliran laminar viskos serta aliran turbulen pada berbagai bentuk sayap pesawat. Dalam paper ini skema tersebut dimodifikasi menjadi persamaan aliran dangkal untuk menyelesaikan perambatan banjir akibat keruntuhan bendungan. Untuk meredam osilasi, artificial viscosity sebagai operator disipasi numerik buatan digunakan. Tujuan dari penelitian ini adalah untuk menerapkan dan mengembangkan suatu model yang berbasis metode volume hingga untuk kasus mekanisme perambatan banjir akibat keruntuhan bendungan. Model tersebut dibuat dalam bentuk source code yang ditulis dengan bahasa pemrograman Fortran 90. Model tersebut telah diaplikasikan untuk beberapa kasus keruntuhan bendungan yang diperoleh dari berbagai hasil jurnal yang telah dipublikasikan. Berdasarkan hasil verifikasi yang telah diperoleh, dapat disimpulkan bahwa model ini memberikan hasil yang baik. di mana suku disipasi numerik buatan yang dirancang mampu meredam osilasi yang muncul dengan baik.

BAB 1

PENDAHULUAN

Indonesia adalah negara yang memiliki sumber daya alam yang cukup besar untuk dimanfaatkan dan dikembangkan, salah satunya adalah potensi sumberdaya air yang telah banyak dimanfaatkan oleh penduduk Indonesia. Potensi sungai di Indonesia telah banyak dimanfaatkan untuk berbagai keperluan penduduk, di antaranya adalah pemenuhan kebutuhan pasokan listrik, kebutuhan air baku, kebutuhan irigasi, pariwisata dan sebagainya. Sarana dan prasarana fisik tentunya diperlukan dalam menunjang kegiatan pemanfaatan air tersebut.

Bendungan adalah salah satu bentuk pemanfaatan potensi sungai yang telah banyak diterapkan di Indonesia. Perencanaan dan desain bendungan tersebut haruslah dilakukan dengan baik dan benar dan mengacu kepada peraturan (*code*) yang berlaku. Namun, terkadang karena fenomena alam seringkali sulit untuk diprediksi, tidak jarang pula terjadi kegagalan pada desain tersebut, sekalipun perencanaannya telah dilakukan dengan baik. Fenomena alam yang dimaksud seperti gempa bumi, perubahan iklim yang dapat berujung pada ketidakpastian curah hujan, dan sebagainya.

Salah satu dampak yang marak dan rentan akan terjadi di Indonesia pada masa yang akan datang akibat fenomena alam tersebut adalah terjadinya kasus keruntuhan bendungan (*dam-break*). Kasus keruntuhan tanggul Situ Gintung pada Maret 2009 telah menunjukkan kepada mata dunia bahwa kasus keruntuhan ini sangat berbahaya sekalipun terjadi pada bendungan-bendungan dengan ukuran relatif kecil dan rendah (*low-dam*). Air yang keluar secara tiba-tiba dapat menghancurkan kawasan permukiman padat di sepanjang alur kali Pasangrahan yang terdapat di sebelah hilir bendungan. Bencana tersebut telah merenggut 99 korban jiwa dan sekitar 102 jiwa diperkirakan hilang.

Di negara lain yang memiliki cukup banyak bendungan, seperti misalnya di Amerika Serikat tercatat antara lain runtuhnya Bendungan Greenville pada 20 April 1927 yang telah mengakibatkan 500 korban jiwa, 41,000 bangunan hancur dan operasi penyelamatan melibatkan 33,000 orang. Pada tanggal 9 Oktober 1963 sebuah bukit dekat Vaiont Dam di Itali runtuh dan longsoran tanah yang masuk ke bendungan tersebut telah mengakibatkan air melimpah melewati puncak bendungan beton dan menimbulkan gelombang banjir yang menghancurkan 5 desa (Longarone, Fae, Pirago, Codissago, Castellavazzo) dan menimbulkan korban jiwa sekurang-kurangnya 2,000 orang.

Banyak hal baru yang dapat dipelajari dari bencana tersebut. Suatu sistem peringatan dini akan bahaya bencana keruntuhan bendungan tersebut perlu dipersiapkan dengan matang agar segala bentuk dampak negatif dari bencana tersebut dapat dihindari. Untuk dapat membangun sistem peringatan dini tersebut, salah satu usaha yang dapat dilakukan adalah dengan

melakukan pemodelan numerik mengenai karakteristik propagasi aliran banjir, sehingga pola kecepatan dan tinggi muka air dapat diketahui.

Pada dasarnya karakteristik aliran secara umum dapat diturunkan secara matematik dari persamaan *Navier Stokes*. Secara khusus untuk aliran pada kedalaman yang relatif cukup dangkal, seperti pada sungai dan muara, karakteristik aliran dapat dijelaskan secara matematik seperti pada persamaan (1) – (3). Persamaan ini dikenal pula sebagai *St. Venant Shallow Water Equation (SWE)*. Persamaan *SWE* dalam konteks 2 dimensi memiliki 3 komponen penting yaitu persamaan kekekalan massa, persamaan kekekalan momentum arah x dan arah y.

Solusi persamaan *SWE* tersebut cukup sulit untuk diselesaikan secara analitik, sehingga diperlukan cara lain untuk memecahkannya. Metode numerik adalah salah satu cara untuk memperoleh solusi persamaan *SWE* tersebut. Banyak metode numerik yang telah dikembangkan sebelumnya untuk memecahkan solusi persamaan tersebut, mulai dari metode karakteristik, metode beda hingga / finite difference method (FDM), metode elemen hingga / finite element method (FEM), metode volume hingga / finite volume method (FVM) dan sebagainya.

Metode beda hingga unggul dalam kemudahan komputasi namun tidak dalam fleksibilitas geometri domain. Untuk geometri domain yang kompleks, penerapan metode beda hingga dirasa kurang baik karena grid perhitungan pada umumnya berbentuk kotak teratur. Metode elemen hingga memiliki keunggulan untuk geometri domain yang kompleks karena grid perhitungan tidak hanya terbatas pada bentuk kotak. Namun metode ini memerlukan memori perhitungan yang besar. Metode volume hingga memiliki keunggulan untuk geometri domain yang kompleks dan juga perhitungan yang relatif sederhana.

Metode karakteristik dikembangkan oleh Katapodes (1978) untuk menyelesaikan persamaan *SWE* untuk kasus keruntuhan bendungan. Fennema dan Chaudry (1990), Glaister (1991), Alcrudo dan Navarro (1994), Jha dan Akiyama menerapkan metode beda hingga untuk kasus keruntuhan bendungan pula. Selanjutnya, metode elemen hingga dikembangkan Berger dan Stockstill (1995) untuk kasus tersebut. Metode volume hingga adalah suatu konsep baru dalam komputasi numerik. Beberapa metode numerik berbasis metode volume hingga yang telah banyak dikembangkan adalah skema *Gudonov* dan skema *Roe*. Alcrudo dan Navarro (1993) telah berhasil menerapkan metode FVM dengan skema *Gudonov* dalam menyelesaikan persamaan *SWE*. Soarez (2002) menerapkan skema *Roe* untuk pemodelan kasus *dam-break* yang dibandingkan terhadap hasil uji laboratorium.

Dalam penelitian ini, metode volume hingga yang digunakan merupakan suatu metode yang baru dalam menyelesaikan *SWE*. Metode volume hingga ini pada awalnya dikembangkan oleh Jameson (1981) dalam menyelesaikan persamaan *Navier Stokes* untuk kasus aliran di sekitar sayap pesawat. Dalam penelitian ini, metode tersebut diubah untuk kasus persamaan aliran dangkal. Metode ini sudah pernah diaplikasikan sebelumnya oleh Natakusumah dan Choly (2004) untuk mensimulasikan berbagai kasus aliran dangkal. Selanjutnya, Ginting (2011) dan

Ginting (2012) menerapkan metode yang sama dengan penambahan mekanisme *wet and dry* dan diterapkan dalam beberapa kasus keruntuhan bendungan.

Fokus penelitian ini adalah mengembangkan model numerik berdasarkan metode volume hingga untuk mensimulasikan propogasi aliran akibat keruntuhan bendungan sebagai upaya untuk mitigasi bencana banjir khususnya pada kasus Situ Ginting.

BAB 2

TINJAUAN PUSTAKA

Persamaan Pengatur

Integrasi persamaan Navier-Stokes 3D dalam arah vertikal dengan anggapan bahwa kecepatan terdistribusi merata dalam arah vertikal menghasilkan persamaan aliran dangkal (*Shallow Water Equation/SWE*) yang secara matematis dapat ditulis sebagai berikut:

$$\frac{dH}{dt} + \frac{\partial(uH)}{\partial x} + \frac{\partial(vH)}{\partial y} = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial(uH)}{\partial t} + \frac{\partial(Hu^2 + \frac{\rho}{2}H^2)}{\partial x} + \frac{\partial(Huv)}{\partial y} = gH(S_x - S_{fx}) \quad (2)$$

$$\frac{\partial(vH)}{\partial t} + \frac{\partial(Huv)}{\partial x} + \frac{\partial(Hv^2 + \frac{\rho}{2}H^2)}{\partial y} = gH(S_y - S_{fy}) \quad (3)$$

dengan H adalah kedalaman air, u dan v adalah kecepatan arah x dan y , g adalah percepatan gravitasi bumi, S_x dan S_y adalah kemiringan saluran dalam arah x dan y , S_{fx} dan S_{fy} adalah kekasaran saluran dalam arah x dan y . Kekasaran saluran dapat dihitung dengan pendekatan sebagai berikut:

$$S_{fx} = \frac{n_M^2 u \sqrt{u^2 + v^2}}{H^{\frac{4}{3}}} \quad S_{fy} = \frac{n_M^2 v \sqrt{u^2 + v^2}}{H^{\frac{4}{3}}} \quad (4)$$

dengan n_M adalah koefisien kekasaran Manning. Persamaan (1) merupakan persamaan kekekalan massa (mass continuity equation), sedangkan persamaan (2) – (3) merupakan persamaan kekekalan momentum dalam arah x dan dalam arah y . Pada kenyataannya, persamaan (2) – (3) memiliki komponen-komponen lainnya seperti gaya angin, gaya Coriolis, dan sebagainya. Namun, pengaruh gaya-gaya tersebut dianggap sangat kecil pengaruhnya/tidak signifikan dalam bahasan kasus keruntuhan bendungan, sehingga dapat diabaikan.

Model Numerik

Persamaan (1) – (3) merupakan persamaan matematis dengan solusi analitik yang cukup sulit untuk diperoleh. Oleh sebab itu, seperti yang telah dipaparkan sebelumnya model numerik akan digunakan untuk memecahkan persamaan tersebut. Terdapat dua buah komponen penting

dalam model numerik yang dikembangkan pada penelitian ini yaitu diskritisasi ruang dan waktu. Persamaan (1) – (3) diubah ke dalam bentuk matriks sehingga:

$$W = \begin{bmatrix} H \\ uH \\ vH \end{bmatrix} \quad F = \begin{bmatrix} uH \\ u^2H + \frac{1}{2}gH^2 \\ uvH \end{bmatrix} \quad G = \begin{bmatrix} vH \\ uvH \\ v^2H + \frac{1}{2}gH^2 \end{bmatrix} \quad S = \begin{bmatrix} 0 \\ gH(S_x - S_{fx}) \\ gH(S_y - S_{fy}) \end{bmatrix} \quad (5)$$

Persamaan (5) diintegrasikan terhadap domain tertutup Ω , menghasilkan persamaan (6).

$$\frac{\partial}{\partial t} \iint_{\Omega} W \, d\Omega + \iint_{\Omega} \text{div } H \, d\Omega = \iint_{\Omega} S \, d\Omega \quad (6)$$

Teorema divergensi Gauss (*Gauss Divergence Theorem*) dapat diaplikasikan ke dalam persamaan (6). Aplikasi teorema ini terhadap persamaan (6) mengakibatkan suku kedua persamaan tersebut dapat dituliskan dalam bentuk sebagai berikut:

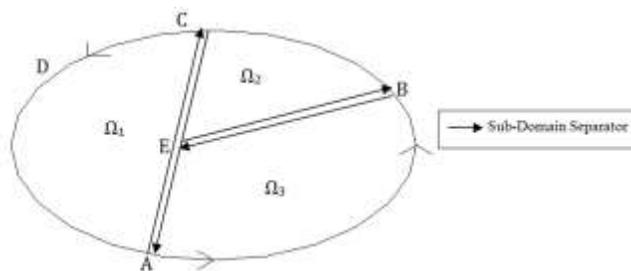
$$\frac{\partial}{\partial t} \iint_{\Omega} W \, d\Omega + \oint_{\Gamma} H \cdot \mathbf{n} \, d\Gamma = \iint_{\Omega} S \, d\Omega \quad (7)$$

$$\mathbf{n} = \left[\frac{\partial y}{\partial s} \mathbf{i} - \frac{\partial x}{\partial s} \mathbf{j} \right] \quad (8)$$

dengan \mathbf{n} adalah vektor normal yang tegak lurus terhadap batas domain Γ . Persamaan (7) dapat ditulis kembali sebagaimana ditulis dalam persamaan (9). Persamaan (9) dikenal sebagai “*Time Dependent Euler Equation*”. Persamaan (9) kemudian didiskritisasi dalam dua bentuk yaitu diskritisasi ruang dan waktu.

$$\frac{\partial}{\partial t} \iint_{\Omega} W \, d\Omega + \oint_{\Gamma} (F \, dy - G \, dx) = \iint_{\Omega} S \, d\Omega \quad (9)$$

Diskritisasi Ruang



Gambar 1. Ilustrasi Diskritisasi Ruang Domain

Jika domain (Ω) dibagi menjadi beberapa sub-domain yang tidak saling tumpang tindih di mana $\Omega = \Omega_1 + \Omega_2 + \Omega_3$, maka persamaan (9) dapat ditulis kembali menjadi:

$$\frac{\partial}{\partial t} \iint_{\Omega_1} W \, d\Omega + \oint_{ACDA} H \cdot \mathbf{n} \, d\Gamma = \iint_{\Omega_1} S \, d\Omega$$

$$\frac{\partial}{\partial t} \iint_{\Omega_2} W \, d\Omega + \oint_{EBCE} H \cdot \mathbf{n} \, d\Gamma = \iint_{\Omega_2} S \, d\Omega \quad (10)$$

$$\frac{\partial}{\partial t} \iint_{\Omega_2} W \, d\Omega + \oint_{ABEA} H \cdot \mathbf{n} \, d\Gamma = \iint_{\Omega_2} S \, d\Omega$$

Variabel dalam vektor W pada persamaan (7) tidak dinyatakan langsung pada titik grid yang terbentuk. Sebagai penyederhanaan harga variabel tersebut dinyatakan pada titik pusat sel. Jika luas domain dinyatakan dalam A_k , maka harga variabel dalam vektor W dapat dinyatakan sebagai berikut:

$$W_k = \frac{1}{A_k} \iint_{\Omega_k} W \, d\Omega \quad (11)$$

Banyak cara yang dapat diterapkan untuk menghitung luasan A_k , salah satunya adalah dengan penerapan aturan trapezoidal. Perhitungan integral fluks konvektif kemudian dapat diperoleh dengan persamaan berikut:

$$\oint_{i=1}^N (F \, dy - G \, dx) \approx \sum_{i=1}^N (F_i \Delta y_i - G_i \Delta x_i) \quad (12)$$

dengan N adalah jumlah sisi yang membentuk satu sel volume kontrol. Berdasarkan persamaan (12), persamaan (9) dapat ditulis menjadi persamaan berikut:

$$A_k \frac{d}{dt} W_k + \sum_{i=1}^N (F_i \Delta y_i - G_i \Delta x_i) = A_k S_k \quad (13)$$

Jika pendekatan fluks konvektif pada persamaan (12) dinyatakan dalam persamaan (14), maka dengan dinyatakannya suatu kecepatan fluks Q_i seperti pada persamaan (15), maka operator suku konvektif dapat ditulis seperti pada persamaan (16). Ketiga persamaan tersebut dapat dituliskan sebagai berikut:

$$C(W_k) = \sum_{i=1}^N (F_i \Delta y_i - G_i \Delta x_i) \quad (14)$$

$$Q_i = u_i \Delta y_i - v_i \Delta x_i \quad (15)$$

$$C(W_k) = \sum_{i=1}^N \begin{bmatrix} Q_i H_i \\ Q_i u_i H + \frac{1}{2} g H_i^2 \Delta y_i \\ Q_i v_i H_i - \frac{1}{2} g H_i^2 \Delta x_i \end{bmatrix} \quad (16)$$

Dengan mengakumulasi seluruh kontribusi fluks dari operator konvektif akan diperoleh total suku konvektif pada setiap titik pusat sel. Untuk mempermudah penulisan, persamaan (13) kembali dituliskan dalam bentuk sebagai berikut:

$$A_k \frac{d}{dt} W_k + C(W_k) = A_k S_k \quad (17)$$

Salah satu suku penting dalam persamaan (17) yang diabaikan adalah suku viskos yang sebenarnya mampu meredam osilasi secara alami pada saat gelombang kejut terjadi (Natakusumah, 2004). Maka sebagai gantinya, suku dissipasi numerik buatan $D(W_k)$ akan ditambahkan ke dalam persamaan (17) sehingga menjadi:

$$A_k \frac{\partial}{\partial t} W_k + C(W_k) - D(W_k) = A_k S_k \quad (18)$$

Suku dissipasi numerik yang diterapkan pada penelitian ini pada awalnya dikembangkan oleh Jameson (1981), di mana suku ini terdiri dari operator Laplacian dan Biharmonik yang dapat ditulis sebagai berikut:

$$D(W_k) = D^2(W_k) - D^4(W_k) \quad (19)$$

$$D^2(W_k) = \sum_{i=1}^4 \epsilon_{ik} \frac{A_{ik}}{\Delta t_{ik}} (W_i - W_k) \quad (20)$$

$$D^4(W_k) = \sum_{i=1}^4 \epsilon^{(2)}_{ik} \frac{A_{ik}}{\Delta t_{ik}} (\nabla^2 W_i - W_k) \quad (21)$$

dengan $D^2(W_k)$ dan $D^4(W_k)$ berturut-turut adalah operator Laplacian dan Biharmonik dan $\epsilon^{(2)}$ adalah koefisien Biharmonik yang ditentukan secara empiris. Kedua operator ini merupakan fungsi dari luas sel, langkah waktu dan koefisien adaptif. Koefisien-koefisien tersebut kemudian dapat ditentukan sebagai berikut:

$$\epsilon_{ik} = \epsilon^{(1)} \frac{\sum_{j=1}^4 |H_j - H_k|}{\sum_{j=1}^4 |H_j + H_k|} \quad (22)$$

dengan H_k adalah kedalaman rata-rata pada sel k dan H_i adalah kedalaman rata-rata di sekitar sisi sel i. Nilai koefisien Biharmonik harus dipertahankan tetap nol saat gelombang kejut terjadi, sehingga nilai koefisien tersebut menjadi:

$$\epsilon^{(2)} = \max(0, \epsilon^{(2)} - \epsilon_{ik}) \quad (23)$$

Diskritisasi Waktu

Persamaan (1) – (3) merupakan Persamaan (18) menjadi sederhana karena suku pertama pada persamaan tersebut hanya terdiri dari turunan pertama terhadap waktu, sehingga persamaan tersebut dapat diklasifikasikan menjadi *Ordinary Differential Equation* (ODE). Untuk menyelesaikan persamaan tersebut, persamaan (18) diubah terlebih dahulu menjadi bentuk sebagai berikut:

$$\frac{d}{dt} W_k = -R(W_k) + S_k \quad (24)$$

$$R(W_k) = \frac{1}{A_k} \{C(W_k) - D(W_k)\} \quad (25)$$

Persamaan Runge Kutta orde 4 akan digunakan untuk menyelesaikan persamaan (24), di mana dapat ditulis sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
W_k^0 &= W_k^n \\
W_k^1 &= W_k^0 - \alpha_1 \frac{\Delta t_k}{A_k} [C(W_k^0) - D(W_k^0)] \\
W_k^2 &= W_k^0 - \alpha_2 \frac{\Delta t_k}{A_k} [C(W_k^1) - D(W_k^0)] \\
W_k^3 &= W_k^0 - \alpha_3 \frac{\Delta t_k}{A_k} [C(W_k^2) - D(W_k^0)] \\
W_k^4 &= W_k^0 - \alpha_4 \frac{\Delta t_k}{A_k} [C(W_k^3) - D(W_k^0)] \\
W_k^{n+1} &= W_k^4
\end{aligned} \tag{26}$$

Perlakuan Syarat Batas dan Syarat Awal

Syarat awal (*initial condition*) ditetapkan sebagai *cold start*, di mana kedalaman aliran ditentukan dan kecepatan aliran dianggap nol. Syarat batas yang diterapkan pada kasus ini dibagi menjadi dua bagian besar yaitu syarat batas aliran dan syarat batas dinding. Untuk syarat batas aliran, jika debit/tinggi muka air di sebelah hulu/hilir diberikan, maka metode karakteristik digunakan untuk menentukan besarnya kecepatan aliran. Namun, dapat pula syarat batas aliran ditentukan dengan menetapkan besarnya tinggi muka air dan kecepatan aliran.

Syarat batas dinding yang diterapkan adalah slip boundary, di mana dianggap tidak aliran yang keluar/masuk dinding saluran, sehingga secara matematis ditulis:

$$Q_w \cdot n = 0 \tag{27}$$

dengan Q_w adalah fluks kecepatan. Untuk kasus *dam-break*, mekanisme wet and dry diterapkan melalui kriteria sebagai berikut:

$$H(x, y, \eta_i) = \int_{-\infty}^{\eta_i} p(x, y, z) dz = \max(D_{\min}, h(x, y) + \eta_i^n) \tag{28}$$

dengan h adalah kedalaman pada langkah waktu sebelumnya, η adalah pertambahan kedalaman pada satu langkah waktu di depan dan D_{\min} merupakan suatu batasan/limiter untuk nilai kedalaman. Jika nilai kedalaman lebih kecil daripada D_{\min} , maka nilai H otomatis menjadi sama dengan nilai D_{\min} , dan kecepatan aliran secara otomatis menjadi nol.

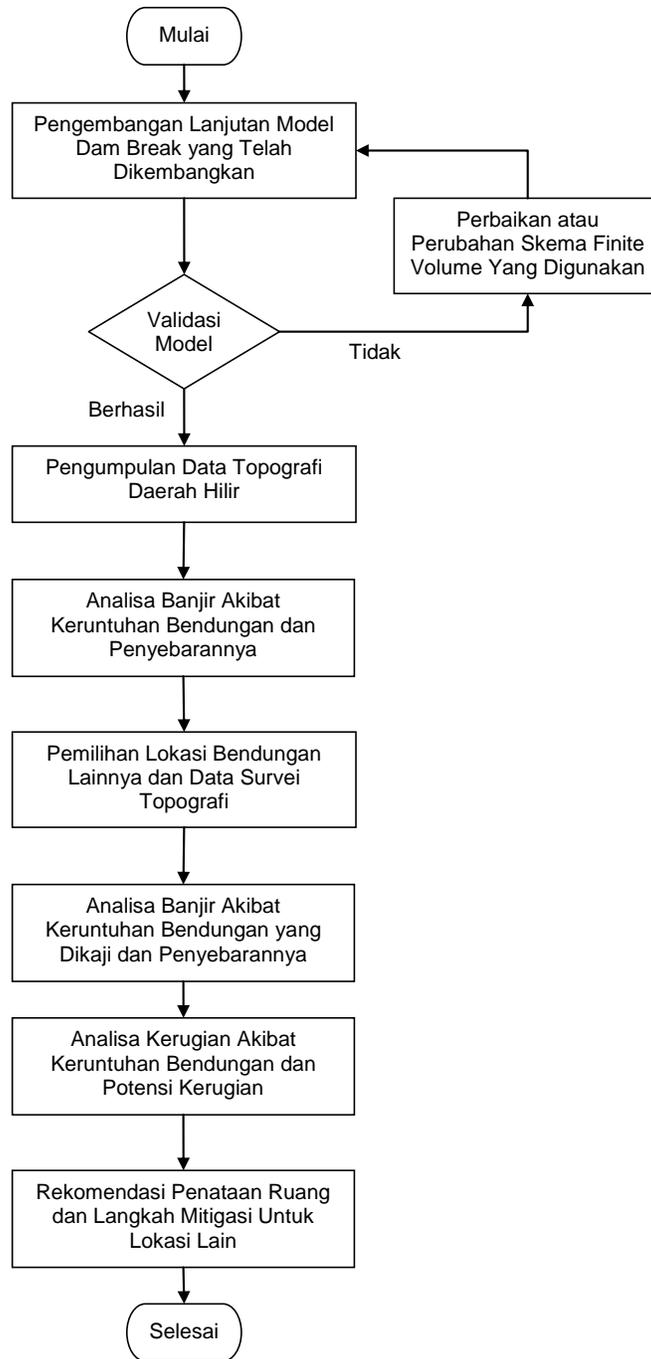
BAB 3

METODE PENELITIAN

Penelitian yang diajukan dalam proposal ini merupakan kelanjutan daripada hasil penelitian terdahulu dengan pengembangan yang lebih. Adapun langkah yang akan dilakukan sebagai berikut:

- 1) Pengembangan lanjut model dan validasi hasil penyelesaian numerik, untuk kasus-kasus analitik keruntuhan bendungan seperti yang terdapat dalam beberapa jurnal yang telah banyak dipublikasikan.
- 2) Mengumpulkan data topografi untuk lokasi bendungan yang dikaji beserta daerah hilirnya untuk mendapat karakteristik dan kondisi lapangan sebenarnya. Hal ini merupakan data input yang akan digunakan dalam pemodelan numerik selanjutnya.
- 3) Menerapkan model numerik yang dikembangkan untuk mensimulasikan problem perambatan gelombang banjir akibat keruntuhan bendungan yang dikaji.
- 4) Mengumpulkan data topografi untuk mengetahui volume situ/bendungan lainnya (jika memungkinkan) yang dinilai memiliki potensi yang dapat menimbulkan bencana besar jika mengalami keruntuhan beserta kondisi topografi pada daerah hilirnya (lokasi akan ditentukan kemudian).
- 5) Menerapkan model numerik yang dikembangkan untuk mensimulasikan masalah perambatan gelombang banjir akibat keruntuhan bendungan situ lainnya yang dinilai memiliki potensi dapat menimbulkan bencana besar.
- 6) Mengumpulkan data mengenai kerugian material dan jiwa akibat bencana runtuhnya bendungan tersebut dari beberapa sumber yang ada. Data ini berguna untuk mendapatkan gambaran kerugian yang timbul jika kejadian sejenis terjadi pada situ lainnya serta memberikan rekomendasi pencegahannya.
- 7) Rekomendasi penataan ruang dan langkah mitigasi bencana untuk lokasi bendungan yang dikaji dan lokasi lainnya yang berhasil dikumpulkan.

Secara sistematis, alur kerja penelitian ini dapat dilihat pada Gambar 2.



Gambar 2. Alur Kerja Penelitian

BAB IV

JADWAL PELAKSANAAN

Secara umum, jadwal pelaksanaan penelitian ini direncanakan akan selesai dalam kurun waktu 5 bulan. Jadwal rencana pelaksanaan penelitian dapat dilihat pada Tabel 1.

Tabel 1. Jadwal Rencana Pelaksanaan Penelitian

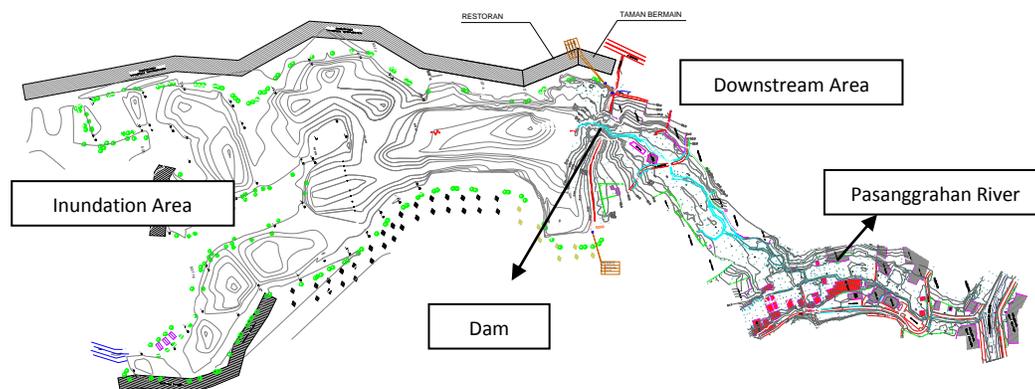
No	Kegiatan	Bulan ke-																			
		1				2				3				4				5			
		1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
1	Persiapan dan Studi Literatur																				
2	Pengumpulan Data Lapangan																				
3	Pengolahan Data																				
4	Pemodelan Numerik																				
5	Kalibrasi dan Verifikasi Model																				
6	Analisis dan Kesimpulan																				
7	Penulisan Laporan Akhir																				

BAB 5

HASIL DAN PEMBAHASAN

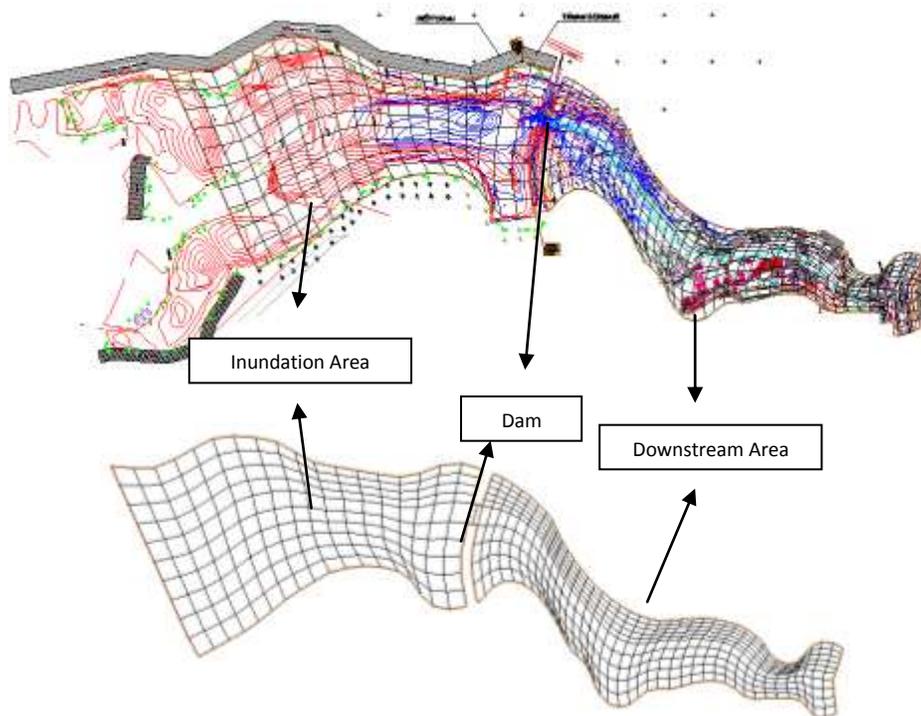
Ginting (2011; 2012) sebenarnya telah menyusun dan mengembangkan program ini lalu mengaplikasikannya untuk beberapa kasus simulasi aliran hidrodinamika dan memberikan hasil yang baik. Pada tahun 2011, program ini telah diuji coba pada beberapa kasus yang diperoleh dari beberapa jurnal internasional seperti simple rectangular channel with tidal forcing, flow around groyne and breakwater, partial dam break case, straight channel with wet and dry problem, Flow Due to Dam-Break Over A Triangular Obstacle based on Soares (1999), Flow Due to Dam-Break Against Building based on Soares (2004), Flow Due to Dam-Break on L-Shaped Channel based on CADAM Test. Most of the cases are obtained from International Journals. Pada tahun 2012, program ini juga diuji coba pada hasil tes laboratorium untuk kasus dam-break yang dimodelkan pada kasus saluran dengan bukaan pintu yang mendadak. Selain itu program ini juga diuji untuk beberapa kasus hidrodinamika kelautan untuk memodelkan fenomena *wet and dry*. Semua hasil daripada program ini dapat dilihat pada publikasi penulis sebelumnya di mana disajikan pada bagian referensi.

Pada laporan ini, program ini kembali diuji untuk memodelkan kasus keruntuhan bendungan Situ Gintung yang terjadi pada tahun 2009. Peta topografi diperoleh dari BBWS Ciliwung Cisadane di mana memiliki area seluas kurang lebih 850 x 800 m hingga mencapai Kali Pasanggrahan. Peta topografi dapat dilihat pada Gambar 3.



Gambar 3. Peta Topografi Wilayah Studi

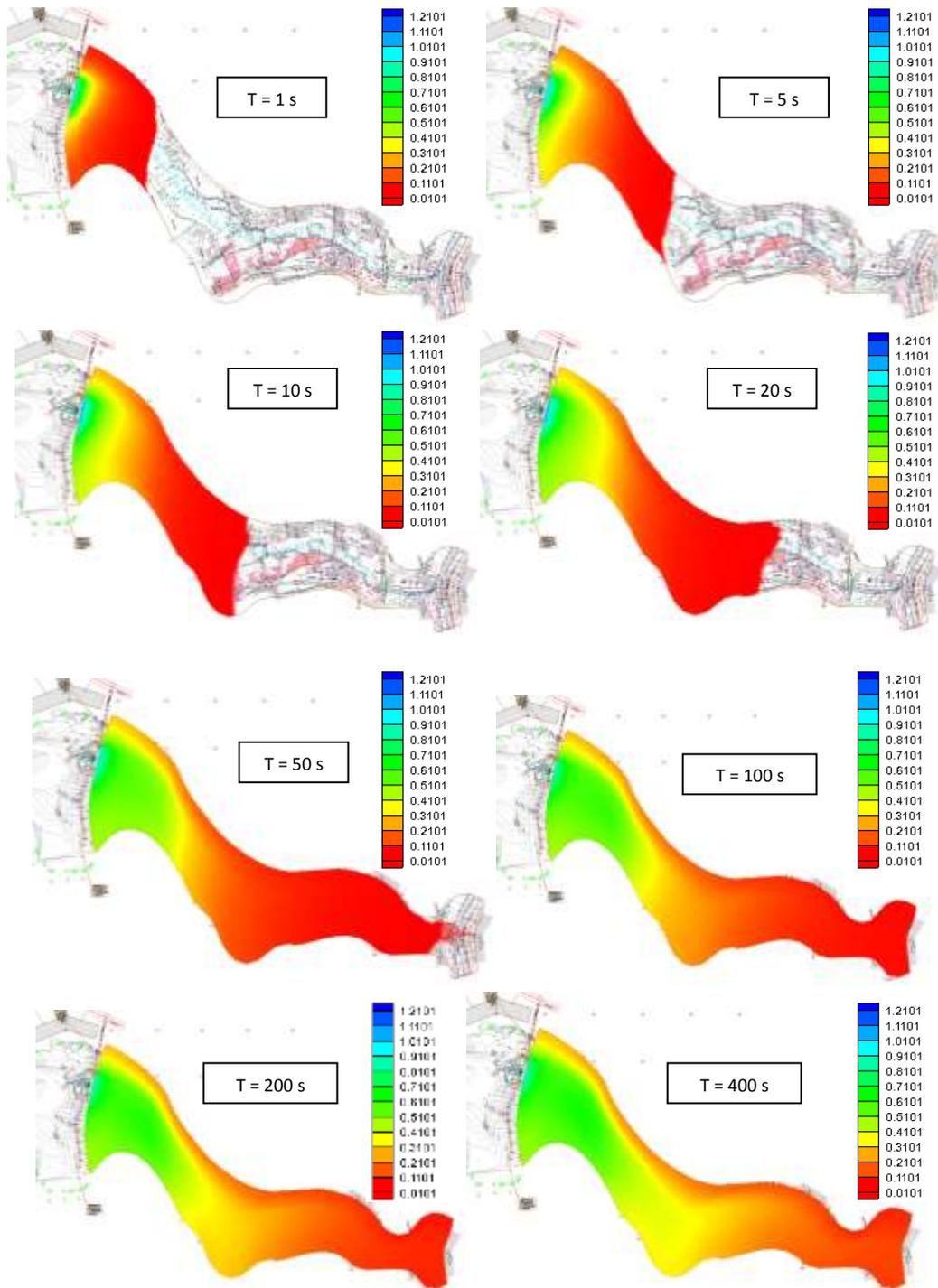
Domain pemodelan didiskritisasi ke dalam bentuk mesh curvilinear yang tidak beraturan. Karena kekurangan data, tidak semua bagian hulu (daerah genangan) dari Situ Gintung dapat dimodelkan. Diskritisasi domain dapat dilihat pada Gambar 4.



Gambar 4. Diskritisasi Domain dengan Mesh Curvilinear Tak Beaturan

Informasi umum yang diperoleh yaitu elevasi tanah dasar tertinggi pada bagian hulu (daerah genangan) Situ Gintung adalah +100 m, di mana elevasi mercu spillway berada pada +97.50 m. Panjang dam yang hancur diperkirakan sebesar 50 m dan kedalaman air rata-rata pada bagian genangan Situ Gintung adalah 10 m. Berdasarkan informasi yang diperoleh dari beberapa sumber (termasuk hasil wawancara dengan masyarakat sekitar), kedalaman air di atas mercu spillway pada tanggal 27 Maret 2009 pukul 02.00 dini hari adalah sekitar 0.5 m, namun sekitar pukul 04.30 air di dalam Situ Gintung tersebut telah kosong. Karena kekurangan data, maka informasi tersebut akan digunakan terkait dengan parameter pemodelan. Selama kurang lebih 2 jam (dengan asumsi bahwa keruntuhan bendungan terjadi kira-kira 30 menit setelah pukul 02.00), air sedalam 10 meter dilepaskan secara tiba-tiba. Jika laju pengurangan air diasumsikan linear, maka pengurangan tinggi air pada lokasi Situ Gintung adalah 0.138 cm/s. Pada kenyataannya, tentu saja asumsi ini dapat salah, namun mengingat keterbatasan data yang ada, maka asumsi ini tetap digunakan.

Selanjutnya sebagai penyederhanaan, maka koefisien Manning rata-rata (n_M) diambil sebesar 0.035 untuk seluruh domain pemodelan setelah dilakukan perhitungan berdasarkan data tata guna lahan. Langkah waktu (Δt), nilai pembatas / value limiter (D_{min}), koefisien Laplacian dan Biharmonic secara berturut-turut diambil sebesar 0.01 s, 0.01 m, 0.25 and 0.015. Waktu simulasi diambil sebesar 400 detik. Hasil pemodelan dapat dilihat pada Gambar 5.



Gambar 5. Hasil Pemodelan Kontur Kedalaman Aliran di Sebelah Hilir

Pada dasarnya, harga syarat awal yang diskontinu dapat menyebabkan ketidakstabilan dalam perhitungan numerik. Oleh sebab itu, konvergensi perhitungan bisa saja tidak tercapai. Banyak skema numerik yang gagal akibat kasus tersebut. Pada kasus ini, harga syarat awal pada bagian hilir adalah kondisi kering (dry condition) dan bagian bendungan yang hancur diasumsikan sebagai batas utuh (fixed boundary) dan tidak dapat bergerak, sehingga pada kenyataannya kasus ini dapat dianalogikan pula seperti kasus pintu air yang dibuka tiba-tiba.

Program ini dapat berjalan dengan stabil dalam mensimulasikan propogasi aliran banjir sepanjang bagian hilir domain pemodelan. Pada awalnya, air mulai terpropagasi dan perbedaan gradient yang cukup tinggi ditunjukkan di dekat lokasi bendungan. Setelah sekitar 10 detik simulasi berlangsung, aliran banjir mulai mencapai perumahan penduduk dan mulai menggenangi areal tersebut. Tinggi genangan sebelah selatan bagian hilir lebih besar daripada sebelah utara karena elevasi dasar tanah rata-rata pada bagian selatan tersebut lebih rendah dan setelah 200 detik, besaran gradient muka air di dekat lokasi dam berkurang seiring dengan berkurangnya tinggi air pada lokasi hulu Situ Gintung. Setelah 400 detik, tinggi air genangan pada lokasi ini mencapai 50 cm.

BAB 6

KESIMPULAN DAN SARAN

Dari hasil di atas dapat dilihat bahwa program yang dibuat oleh penulis dapat berjalan dengan baik dan stabil khususnya saat menghadapi keadaan aliran yang diskontinu. Karena formula langkah waktu dalam program ini masih diatur berdasarkan skema eksplisit, maka kinerja, kecepatan serta stabilitas perhitungan sangat tergantung dari besaran langkah waktu yang diambil. Secara konsep tidak ada batasan angka dalam mengambil besaran nilai pembatas (value limiter D_{min}) terkait dengan mekanisme wet and dry.

Program ini dapat digunakan sebagai salah satu alat (tool) dalam mitigasi bencana, oleh sebab itu sangat membantu dalam merencanakan tata letak perumahan yang baik, khususnya di sekitar lokasi bendungan yang rawan akan mekanisme keruntuhan. Pada kenyataannya, simulasi ini dipengaruhi kondisi debit aliran pada saat kejadian keruntuhan bendungan tersebut, namun data tersebut tidak berhasil diperoleh. Oleh sebab itu, penulis hanya menerapkan syarat batas free outflow (aliran bebas) pada kasus ini. Pada penelitian selanjutnya, ketersediaan dan kelengkapan data sangat direkomendasikan untuk terpenuhi untuk mendapatkan hasil yang lebih akurat.

DAFTAR PUSTAKA

- Casulli, V. (2008), "A High Resolution Wetting and Drying Algorithm for Free Surface Hydrodynamics", *International Journal for Numerical Methods in Fluids*, 2008.
- Ginting, Bobby Minola, Riyanto, B.A., Ginting, Herli (2013) "Numerical Simulation of Dam Break Using Finite Volume Method Case Study of Situ Gintung", *4th International Seminar of HATHI*, 6-8 September 2013, Yogyakarta, Indonesia.
- Ginting, Bobby Minola, Natakusumah, D.K., Harlan, Dhemi., Ginting, Herli (2012) "Application of Finite Volume Cell Center Method with Wet and Dry Treatment in Hydrodynamic Flow Modeling", *Proceeding of "The Second International Conference on Port, Coastal, and Offshore Engineering*, November 2012, Bandung, Indonesia.
- Ginting, Bobby Minola, Natakusumah, D.K., Kusuma, M.S., Harlan, Dhemi. (2011) Model 2 Dimensi Propagasi Aliran Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Dengan Metode Volume Hingga. *Konferensi Nasional Pasca Sarjana Teknik Sipil*, Desember 2011, Bandung, Indonesia.
- Jameson, Schmidt, Friedrichshafen (1981), "Numerical Solution of the Euler Equations by Finite Volume Methods Using Runge-Kutta Time-Stepping Schemes", *Springer-Verlag*, 1981
- Kusuma, M.S., Natakusumah, D.K., Harlan, Dhemi., Ginting, Bobby Minola. (2012) Application of Finite Volume Method in Modeling the Flood Propagation Generated by Dam-Break On The Non-Uniformly Building Layout. *The 3rd International Conference on Construction Industry*, April 2012, Padang, Indonesia.
- L. Brice, Yarko, Escauriaza (2005), "Finite Volume Modeling of Variable Density Shallow-Water Flow Equations for a Well-Mixed Estuary: Application to the Río Maipo estuary in central Chile", *Journal of Hydarulic Research* Vol. 43, No. 4, 2005
- Mingham, C.G., Causon, D.M. 1998. High-Resolution Finite Volume Method for Shallow Water Flows. *Journal of Hydraulic Engineering*, 124(6), 605-613.
- Soares Frazão, S., and Zech, Y. 2004. "Discussion of Numerical Prediction of Dam-Break Flows in General Geometries with Complex Bed Topography by Jian G. Zhou, Derek M. Causon, Clive G. Mingham, and David M. Ingram, ASCE, April 2004, Vol. 130, No. 4, pp. 332–340.
- Soares Frazão, S., and Zech, Y. 1999. "Effects of a sharp bend on dam-break flow." Proc., 28th *IAHR Congress CD-ROM*, Graz, Austria, August 1999.
- Tahershamsi, A., and Namin, M. 2010. "Two Dimensional Modeling of Dam-Break Flows." River Flow 2010 - Dittrich, Koll, Aberle & Geisenhainer (eds) - 2010 *Bundesanstalt für Wasserbau* ISBN 978-3-939230-00-7.
- Wu.W, Sanchez, Zhang (1981), "An Implicit 2-D Depth Averaged Finite Volume Model of Flow and Sediment Transport in Coastal Waters", *Coastal Engineering Journal*, 2010.

LAMPIRAN 1:

**HASIL RUNNING MODEL UNTUK
BEBERAPA KASUS BERDASARKAN
PENELITIAN LAIN YANG DILAKUKAN
2011 - 2012**

Kasus 1: Saluran Sederhana (Pasang Surut)

Pada kasus ini saluran merupakan saluran sederhana dengan penampang persegi dengan panjang 5000 m dan lebar 1000 m dan tanpa kemiringan. Bagian hulu saluran tersebut diberikan pasang surut dengan penyederhaan sebagai fungsi sinusoidal dengan amplitudo 2.50 m dan periode 12 jam. Bagian hilir saluran tersebut ditutup. Elevasi awal muka air adalah +10 m. Untuk mengetahui kemampuan model numerik ini, maka hasil pemodelan dibandingkan dengan hasil analitik yang diajukan oleh Zia dan Amien (1990). Program ini diset untuk simulasi selama 48 jam, dengan langkah waktu 12 detik.

Titik kalibrasi diambil di tengah saluran. Hasil pemodelan dan analitik menunjukkan bahwa tingkat error adalah 1.33% untuk kedalaman dan 1.85% untuk kecepatan. Nilai ini relatif kecil, sehingga dapat disimpulkan bahwa algoritma yang dikembangkan pada program ini memberikan hasil yang cukup baik.

Kasus 2: Saluran dengan Penghalang

Kasus selanjutnya yang akan diterapkan pada program ini adalah saluran dengan lurus dengan penghalang. Jenis penghalang yang digunakan pada kasus ini adalah groyne dan pilar. Saluran memiliki panjang 60 m dan lebar 20 m. Kedalaman awal saluran adalah 0.5 m, kemiringan saluran 0.010 dan koefisien Manning ditentukan sebesar 0.025. Waktu simulasi diset selama 600 detik dan langkah waktu diambil sebesar 0.05 detik.

Berdasarkan hasil simulasi dapat dilihat bahwa aliran cenderung bergerak ke arah daerah yang bebas dari halangan, sehingga kecepatan menjadi besar di daerah tersebut. Di bagian belakang penghalang terjadi vortex. Selain itu, di bagian ini akan cenderung mengalami sedimentasi karena kecepatan aliran relatif kecil.

Kasus 3: Kerutuhan Bendungan Sebagian (Partial Dam-Break)

Kasus ini digunakan untuk mengetahui apakah program mampu mengatasi diskontinuitas syarat awal. Syarat awal yang tidak kontinu biasanya menyebabkan ketidakstabilan prosedur numerik sehingga kriteria konvergensi sulit diperoleh. Akibatnya banyak model numerik yang gagal untuk kasus seperti ini. Pada kasus ini, bendung diletakkan secara tidak simetris kira-kira di tengah saluran yang memiliki lebar 75 m. Saluran diset tanpa kemiringan. Elevasi awal muka air hulu dan hilir berturut adalah +10 m dan +5 m.

Kasus ini pertama sekali diuji oleh Fennema and Chaudry (1990), kemudian peneliti lainnya melakukan hal yang sama dengan metode yang berbeda seperti Alcrudo and Garcia-Navvaro (1993), Glaister (1993), Zhao et al. (1994, 1996), Ambrosi (1995), Anastasiou and Chan (1997), Louked and Hanich (1998), Mingham and Cason (1998) and Masayuki Fujihara (2000). Simulasi perhitungan dilakukan selama 7.2 detik dengan selang waktu 0.01 detik. Hasil pemodelan menunjukkan bahwa program ini stabil dalam menghadapi syarat awal yang tidak kontinu.

Kasus 4: Saluran Lurus dengan Kemiringan (Pasang Surut)

Salah satu kasus yang paling sulit dalam pemodelan kasus hidrodinamika aliran adalah perlakuan khusus untuk masalah *wet and dry*. Beberapa model numerik dengan skema *non-Gudonov* memberikan hasil yang error ketika menghadapi kasus di mana terdapat syarat awal berupa tidak adanya air (*zero water depth*). Oleh sebab itu, mekanisme *wet and dry* pada persamaan (28) akan diterapkan. Karakteristik domain diambil sama seperti kasus 1, kecuali untuk kemiringan saluran diambil sebesar -0.01, dengan tanda negative menunjukkan elevasi dasar saluran dari hulu ke hilir semakin meningkat. Amplitudo pasang surut ditentukan sebesar 1 m dengan periode 12 jam. Elevasi awal muka air adalah +9.0 m.

Hasil simulasi menunjukkan bahwa program stabil setelah perlakuan *wet and dry* tersebut diterapkan walaupun terdapat bagian saluran yang awalnya kering. Setelah 3 jam, *run-up* gelombang pasang surut mencapai elevasi maksimum +10.50 m pada bagian ujung hilir saluran. Setelah 6 jam dan 9 jam elevasi muka air berturut-turut adalah +9.0 m dan +8.0 m pada bagian hulu saluran.

Kasus 5: Aliran Akibat Keruntuhan Bendungan yang Melewati Penghalang Segitiga (Flow Due to Dam-Break Over A Triangular Obstacle – Small Scale)

Kasus ini pertama sekali diuji oleh Hiver (2000) dengan skala yang besar untuk mengetahui karakteristik aliran akibat keruntuhan bendungan. Pada saat itu, hanya beberapa pengukuran level muka air pada beberapa titik yang dilakukan, sehingga pola aliran di sekitar penghalang (*obstacle*) tidak dapat diketahui menurut Soares (2002). Oleh sebab itu, penelitian yang sama namun dengan skala yang lebih kecil dilakukan kembali oleh Soares (2002) dengan menggunakan bantuan kamera High Quality CCD untuk merekam pola aliran tersebut.

Kasus ini dipilih untuk memastikan apakah program sanggup untuk mensimulasikan model dengan skala yang relatif kecil. Domain saluran tersebut adalah saluran dengan penampang persegi yang memiliki panjang 5.60 m dan lebar 0.50 m. Reservoir pada awalnya berisi air dengan kedalaman 0.111 m, sedangkan pada saluran tidak terdapat air. Di sebelah hilir penghalang segitiga terdapat air dengan kedalaman 0.025 m, dan pada bagian ujung hilir saluran ditutup. Hasil simulasi menunjukkan program mampu mensimulasikan pola pergerakan aliran dengan baik khususnya pada sebelah hulu sebelum penghalang, walaupun masih terdapat beberapa hasil yang sedikit tidak sesuai khususnya pada bagian hilir saluran setelah penghalang. Hal ini dapat disebabkan oleh kesulitan penentuan syarat batas aliran khususnya untuk batas aliran yang ditutup. Namun, secara umum model ini memberikan hasil yang cukup baik sekalipun skala kasus yang dimodelkan relatif kecil.

Kasus 6: Aliran Akibat Keruntuhan Bendungan yang Menabrak Bangunan (Flow Due to Dam-Break Against Building)

Kasus ini pertama sekali diuji oleh Soares (2002) dengan fokus untuk mengetahui pola aliran akibat keruntuhan bendungan ketika menabrak bangunan. Saluran memiliki panjang 36 m dan lebar 3.60 m. Panjang reservoir mencapai 7.6 m dan terisi air dengan kedalaman 0.5 m.

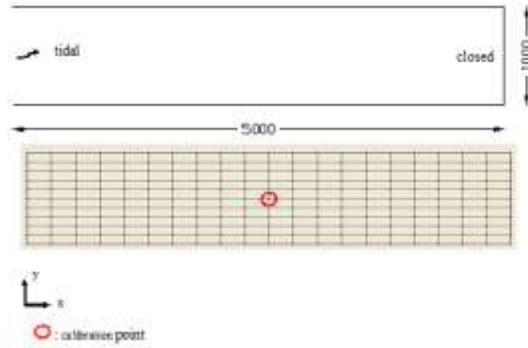
Bangunan tersebut memiliki dimensi 0.8 x 0.4 m dan terletak 1.5 m di sebelah hilir bendungan dengan tinggi 0.5 m sehingga tidak akan terendam air. Soares (2002) telah melakukan pemodelan numerik untuk kasus ini namun dengan skema yang berbeda yaitu skema Roe. Skema tersebut dijalankan dengan bilangan CFL sebesar 0.9 dan mesh yang terstruktur dengan ketelitian 0.1 m.

Pada pemodelan ini, program akan dites untuk kasus tanpa dan dengan bangunan. Hasil simulasi menunjukkan bahwa untuk kasus dengan bangunan, efek dari bangunan dalam meredam energi aliran *dam-break* tersebut adalah hanya bersifat lokal, atau dengan kata lain hanya aliran di daerah sekitar bangunanlah yang terkena dampak dari bangunan itu sendiri.

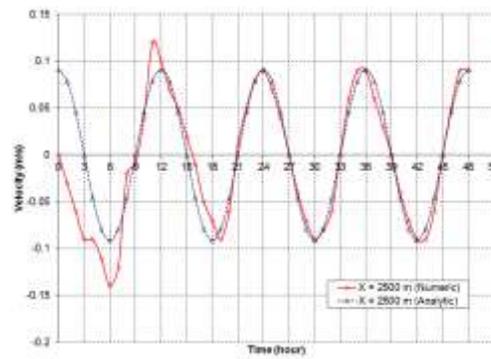
Kasus 7: Aliran Akibat Keruntuhan Bendungan pada saluran berbentuk L (Flow Due to Dam-Break on L-Shapped Channel-CADAM Test)

Kasus ini pertama sekali diuji laboratorium oleh tim CADAM. Lalu, hasil pengukuran laboratorium tersebut dijadikan bahan pembandingan oleh peneliti lainnya seperti Elevasi dasar reservoir lebih rendah 0.33 m daripada elevasi dasar saluran. Soares (1998), Zhou (2002), Tahershamsi (2010). Beberapa peneliti memiliki pendapat yang berbeda-beda mengenai nilai koefisien kekasaran Manning pada saluran tersebut. Soares (1998) menyatakan koefisien Manning pada saluran tersebut adalah 0.0095 untuk dasar saluran (plat baja) dan 0.0195 untuk dinding saluran (plat kaca). Prokov (2002) mengusulkan koefisien Manning rata-rata adalah 0.011. Zhou (2010) menggunakan koefisien Manning sebesar 0.0095. Pada penelitian ini, penulis menggunakan proses trial dan error dengan kisaran 0.0095 – 0.013 untuk mendapatkan nilai yang paling sesuai.

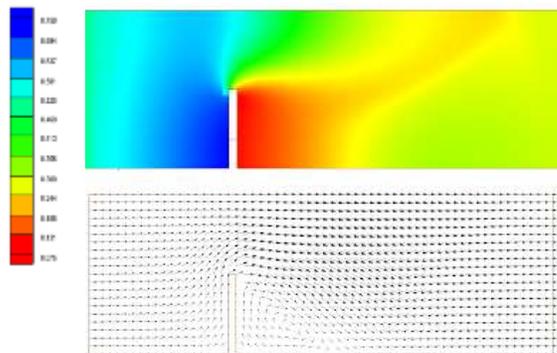
Simulasi dilakukan selama 40 detik dengan langkah waktu 0.001 detik. Nilai D_{min} ditentukan sebesar 0.1 mm. Berdasarkan hasil simulasi dapat dilihat bahwa untuk rentang waktu rata-rata 0 – 10 detik, program mampu mensimulasikan kasus tersebut dengan baik, terlihat dari hasil simulasi yang mendekati hasil laboratorium. Namun, untuk rentang waktu 10 – 40 detik masih terdapat beberapa error yang relatif signifikan. Terdapat beberapa kemungkinan untuk menjawab kasus tersebut. Soares (1998) meneliti bahwa model numerik memberikan hasil yang cukup signifikan berbeda untuk nilai koefisien Manning yang berbeda-beda. Hal ini ditunjukkan pada Gambar 17. Hal ini kemudian diteliti lebih lanjut oleh Soares (2005) di mana dikemukakan bahwa efek dari ukuran grid yang membentuk domain sangat signifikan pengaruhnya terhadap hasil simulasi. Hal ini makin terlihat jelas ketika aliran menabrak saluran siku yang membelok yang tentunya akan terdapat dissipasi energi. Tetapi, model numerik tidak dapat mengantisipasi kasus tersebut dengan grid/mesh yang cukup kasar. Efek ukuran grid memiliki pengaruh yang tidak signifikan pada stasiun G4, namun sebaliknya tidak untuk stasiun G5. Hal ini ditunjukkan pada Gambar 18.



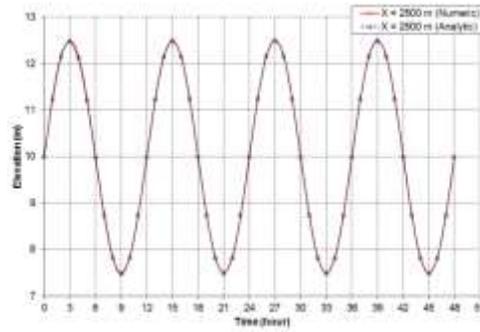
Gambar 2. Sketsa Saluran Lurus dan Grid Domain (*Kasus 1*)



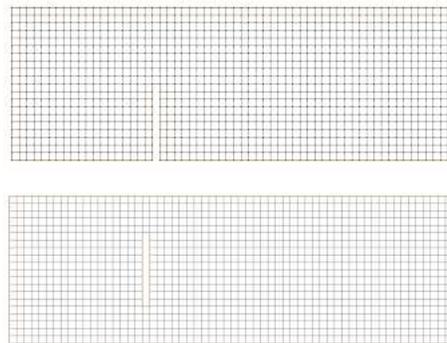
Gambar 4. Perbandingan Hasil Kecepatan (*Kasus 1*)



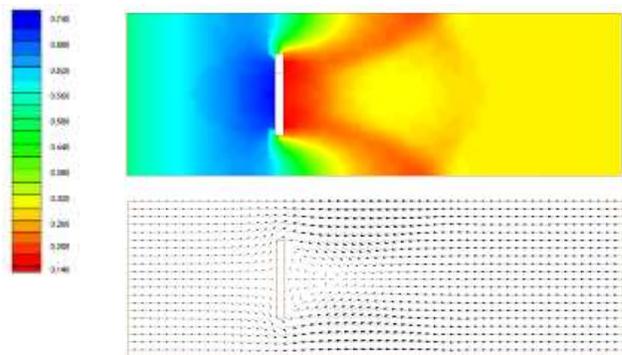
Gambar 5. Hasil Pemodelan Numerik Kasus Groyne (*Kasus 2*)



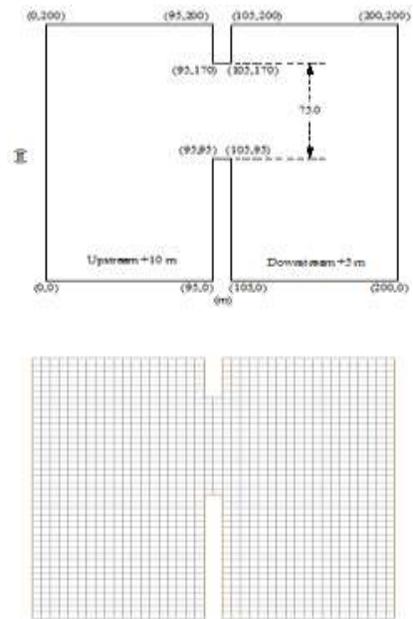
Gambar 3. Perbandingan Hasil Kedalaman (*Kasus 1*)



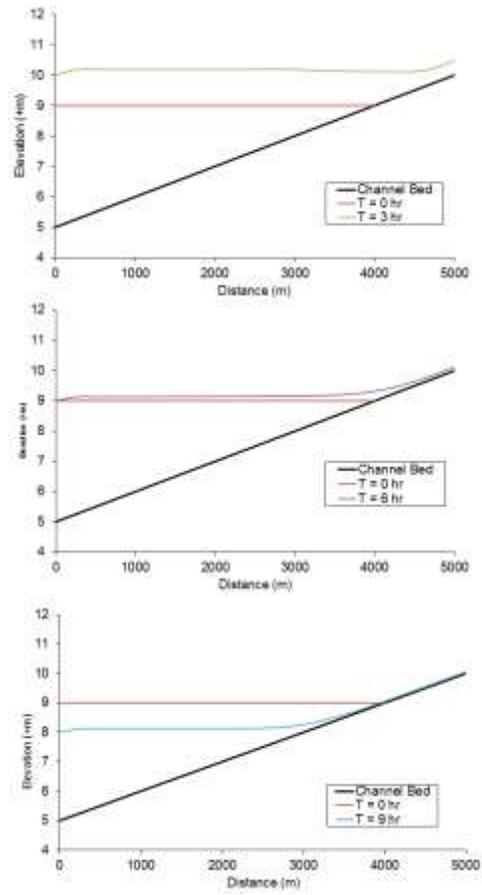
Gambar 4. Grid Domain Komputasi Groyne dan Pilar (*Kasus 2*)



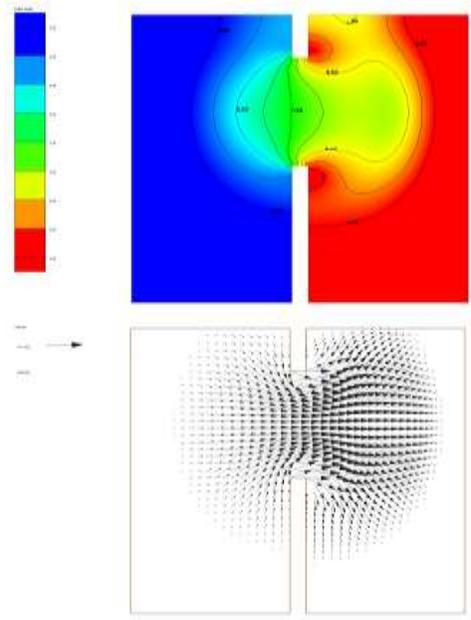
Gambar 6. Hasil Pemodelan Numerik Kasus Pilar (*Kasus 2*)



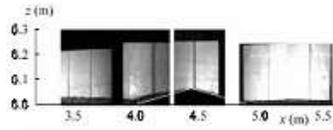
Gambar 7. Grid Domain Komputasi (*Kasus 3*)



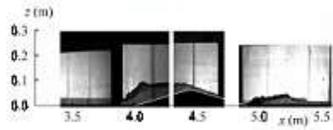
Gambar 9. Hasil Pemodelan Numerik (*Kasus 4*)



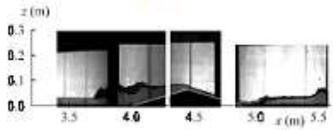
Gambar 8. Hasil Pemodelan Numerik (*Kasus 3*)



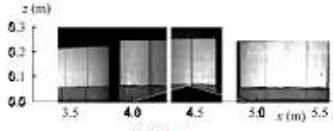
(a) 1.8 s



(b) 3.0 s



(c) 3.7 s

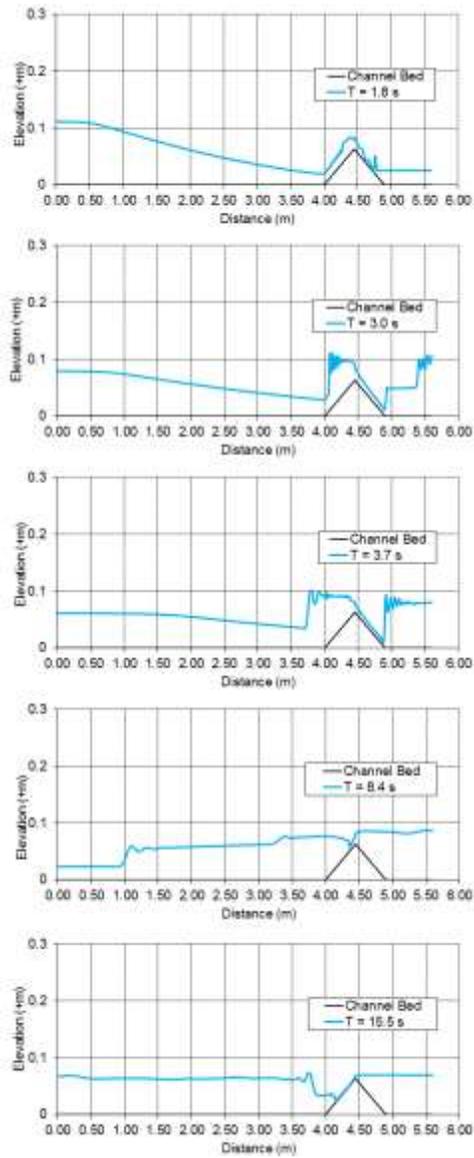


(d) 8.4 s

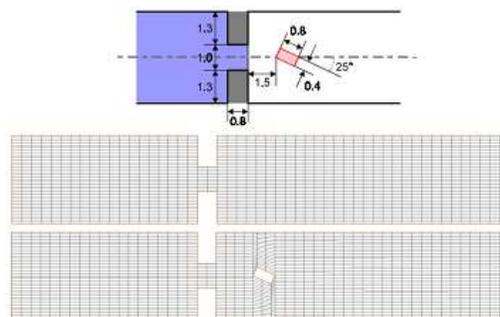


(e) 15.5 s

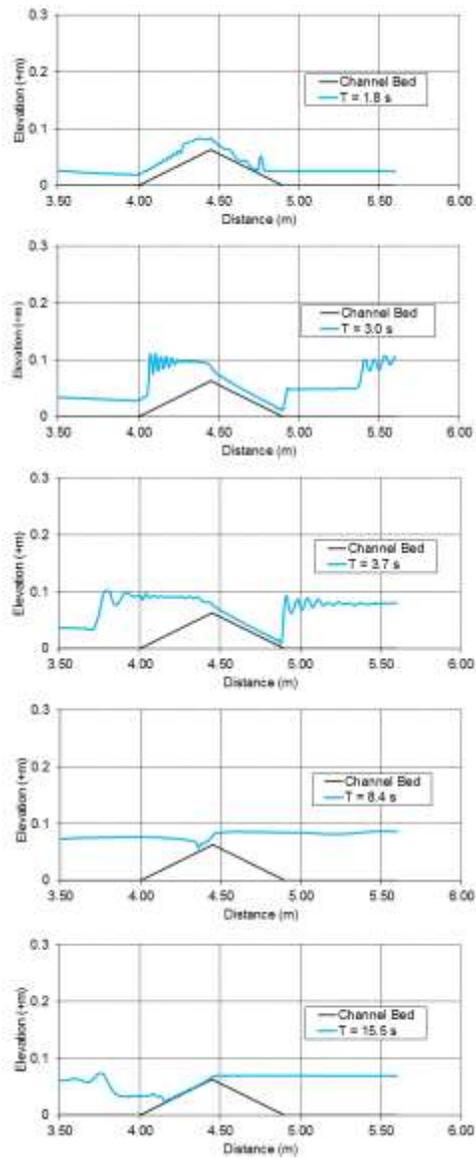
Gambar 10. Hasil Uji Laboratorium Soares,2002 (*Kasus 5*)



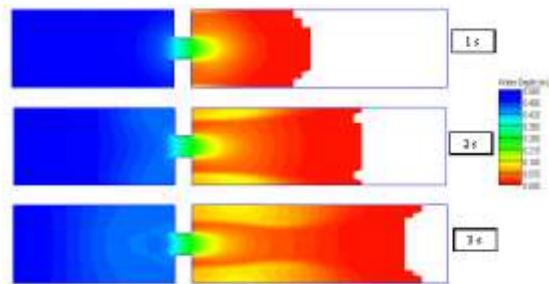
Gambar 11. Hasil Pemodelan Numerik Sepanjang Saluran (*Kasus 5*)

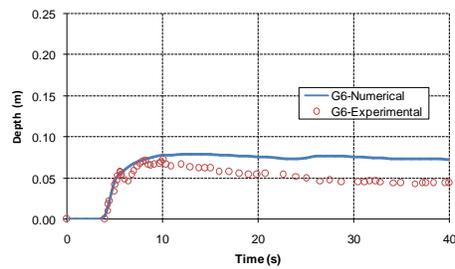
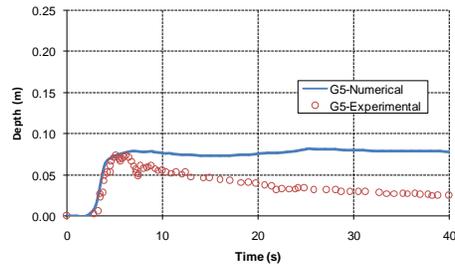
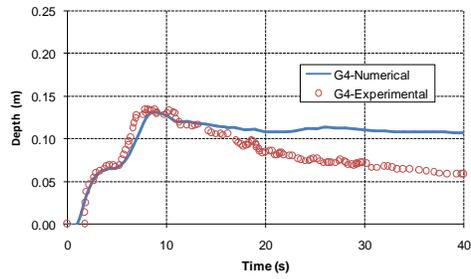
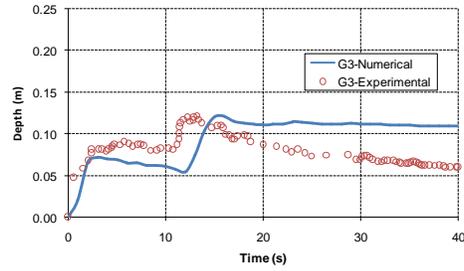


Gambar 13. Domain Grid Komputasi Untuk Kasus Tanpa dan Dengan Penghalang (*Kasus 6*)

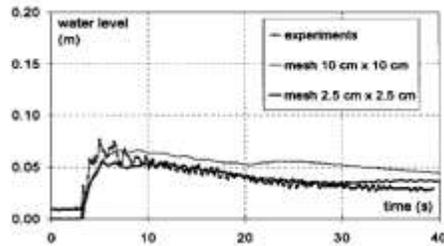


Gambar 12. Hasil Pemodelan Numerik di sekitar Penghalang (*Kasus 5*)





Gambar 16. Hasil Pemodelan Numerik Dengan Bangunan (*Kasus 7*)



Gambar 18. Perbandingan Hasil Numerik dengan Laboratorium untuk Nilai Ukuran Grid yang Berbeda-beda (*Kasus 7*)



Figure 2: Reservoir and Gate (Left); Channel (Right) (Setiawati, 2011)

1.2 Measurement Device

The water depth is measured by *wave probe* for reservoir. This device is used together with *data logger* to record data. Piezometer is used to measure water depth on channel. The change of water level in piezometer is recorded by *handycam*.



Figure 3: Piezometer on Laboratory Model (Setiawati, 2011)

1.3 Measurement Point

The measurement points on channel are divided into 8 grids, each grid is 1 m, measured from gate. All grids on the channel are connected with piezometer. The measurement point naming is based on **Figure 5**.

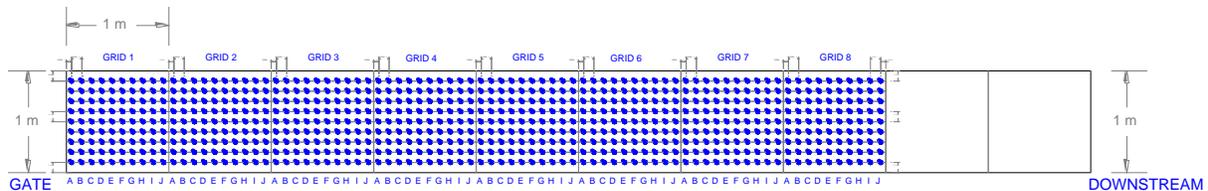


Figure 4: Measurement Points On Channel (Setiawati, 2011)

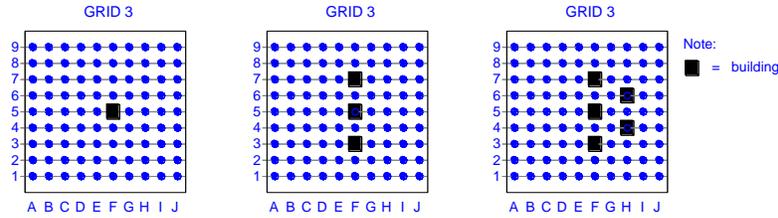


Figure 5: Building Layout for Configuration with 1 Building, 3 and 5 Buildings
(Setiawati, 2011)

2. RESULT AND ANALYSIS

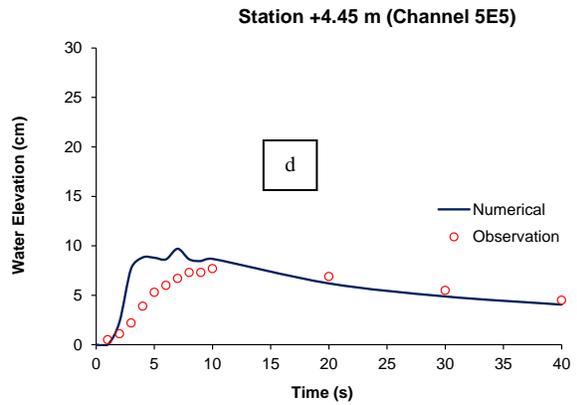
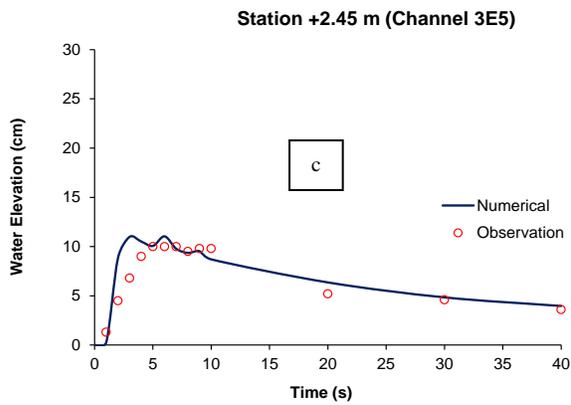
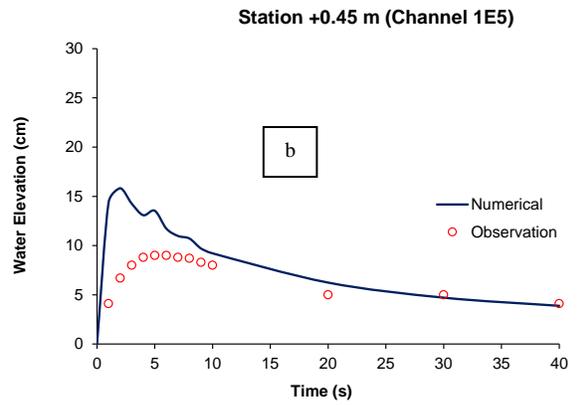
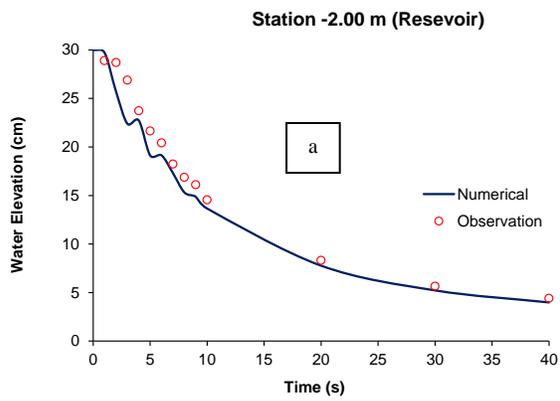
The numerical model is built to simulate the dam-break phenomenon and the results will be calibrated with the laboratory measurement results. The simulated cases are the configuration without building, 1 building, 3 buildings and 5 buildings.

2.1 Configuration without Building

In this section the comparison between numerical model and laboratory results are presented. The computational mesh is taken as rectangular grid. The initial condition is set as 30 cm at reservoir. The time step is set as 0.01 s. The value of D_{\min} is set as 0.001 mm. The average *Manning* coefficient is set as 0.010 since the material of channel bed is steel. Measurement points are taken at reservoir (-2 m), 1E5 (+0.45 m), 3E5 (+2.45 m), 5E5 (+4.45 m), 7E5 (+6.45 m) and 8E5 (+7.45 m).

Figure 7-a shows the emptying curve of reservoir and the numerical model agrees with the experimental results, it is clearly shown that there is no significant difference between them. **Figure 7-b** shows that numerical model gives the bigger value than experimental results, especially for time 1 – 5 s but for time 10 – 40 s, the numerical model gives the good results.

Figure 7-c - Figure 7-f show the numerical model gives the slightly difference results with the laboratory model especially for 1 - 5 s. After 10 s, the numerical model shows good agreement results with laboratory model that indicated by no-significant differences.



e

f

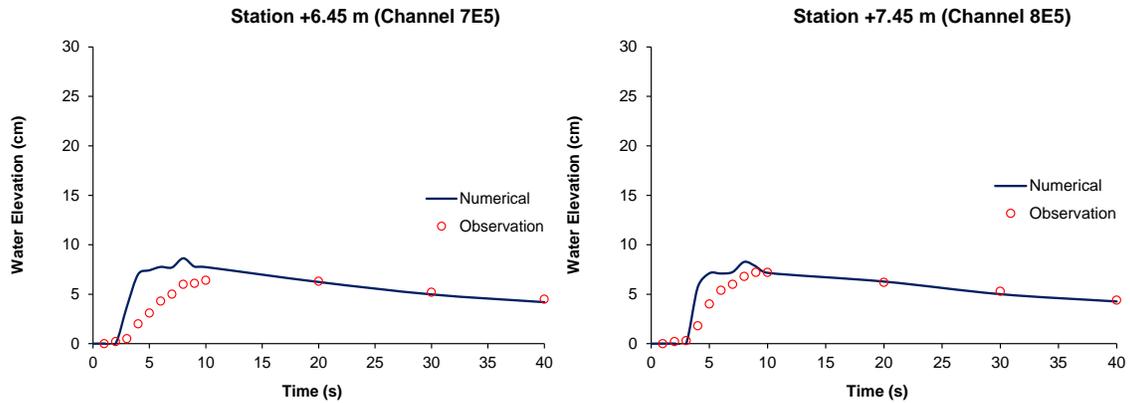


Figure 6: Time Evolution of Water Level for Configuration without Building

2.2 Configuration with 1 Building

In this section, the initial condition is set same with section 5.1, but the building is placed in channel 2.55 m from gate. Actually, when simulating the physical model for initial water depth at reservoir is 30 cm, the water propagates along channel and overtops the building which has the dimension 10 x 10 x 15 cm. Therefore, the experimental results are not compared with numerical results since the building in this numerical model is set as wall boundary which there is no water allowed to overtop the building. The time evolution of water level for this configuration is shown in **Figure 9**.

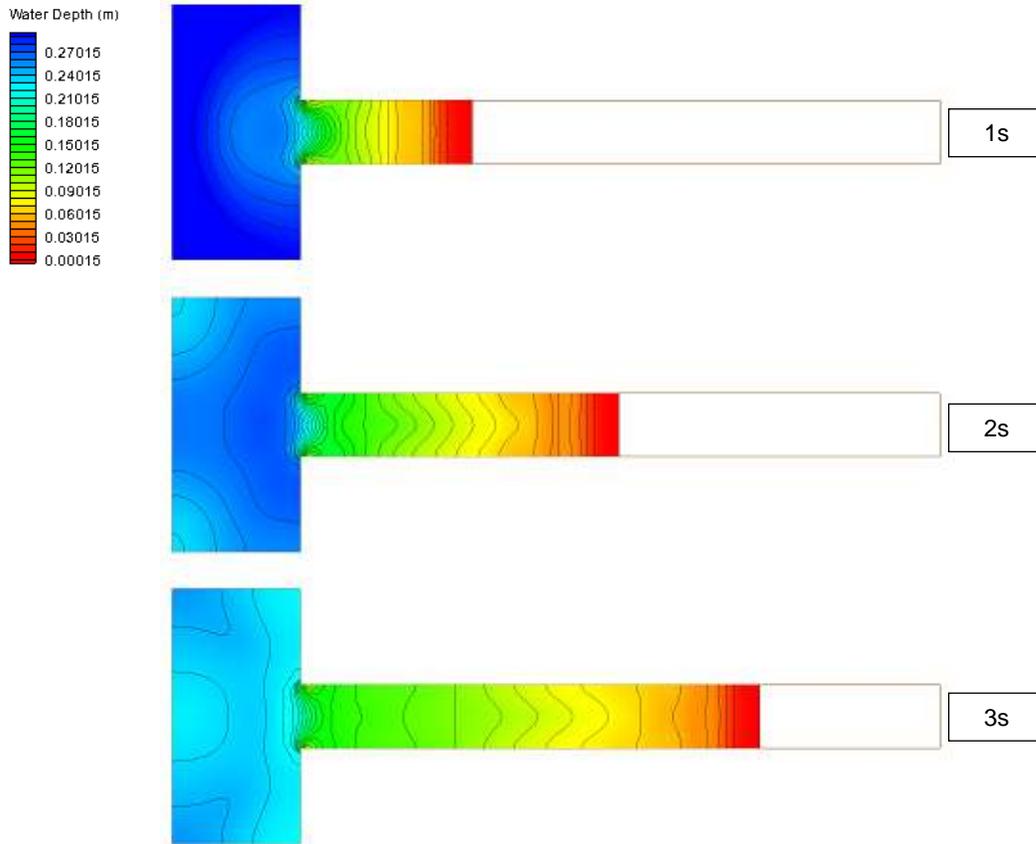


Figure 7: Numerical Results of Flood Propagation for Configuration without Building

When time is 1 s, water from reservoir propagates along channel but has not reached the building. The water depth upstream of building reaches approximately 0.5 - 3 cm. After 2 s, water crashes the building. The water depth upstream of building reaches approximately 22 cm, while 5 cm approximately at downstream of the building. The results shown here indicate that the artificial viscosity as numerical dissipation term is able to muffle the shock wave phenomenon when water crashes the building and when hydraulic jump occurs. **Figure 9** shows the comparison of several values of *Laplacian* and *Biharmonic* coefficient in time evolution of water level. It can be shown that the different values of these coefficients will give the different values when shock wave occurs but not significant. Actually many values are tried on this model, but only significant results are presented here.

2.3 Configuration with 3 Buildings

The initial condition is same with previous case, except the 3 buildings are taken at the channel on 2.55 m in front of gate. Numerical model shows that after 2 s, water crashes the buildings and the water depth at the upstream of them becomes about 25 cm, while 3 cm approximately at downstream of the building 1 (3F7) and building 3 (3F3) and about 4 cm at downstream of building 2 (3F5). On grid 3F4 and 3F6, the water depth is approximately 16 cm. In this case, the backwater effect due to building is more significant. It is clearly shown from **Figure 11** that during 3 - 5 s, the backwater affects the flow further towards

upstream of the channel. Also, the artificial viscosity shows the good performance in handling the numerical instabilities and shock wave phenomenon.

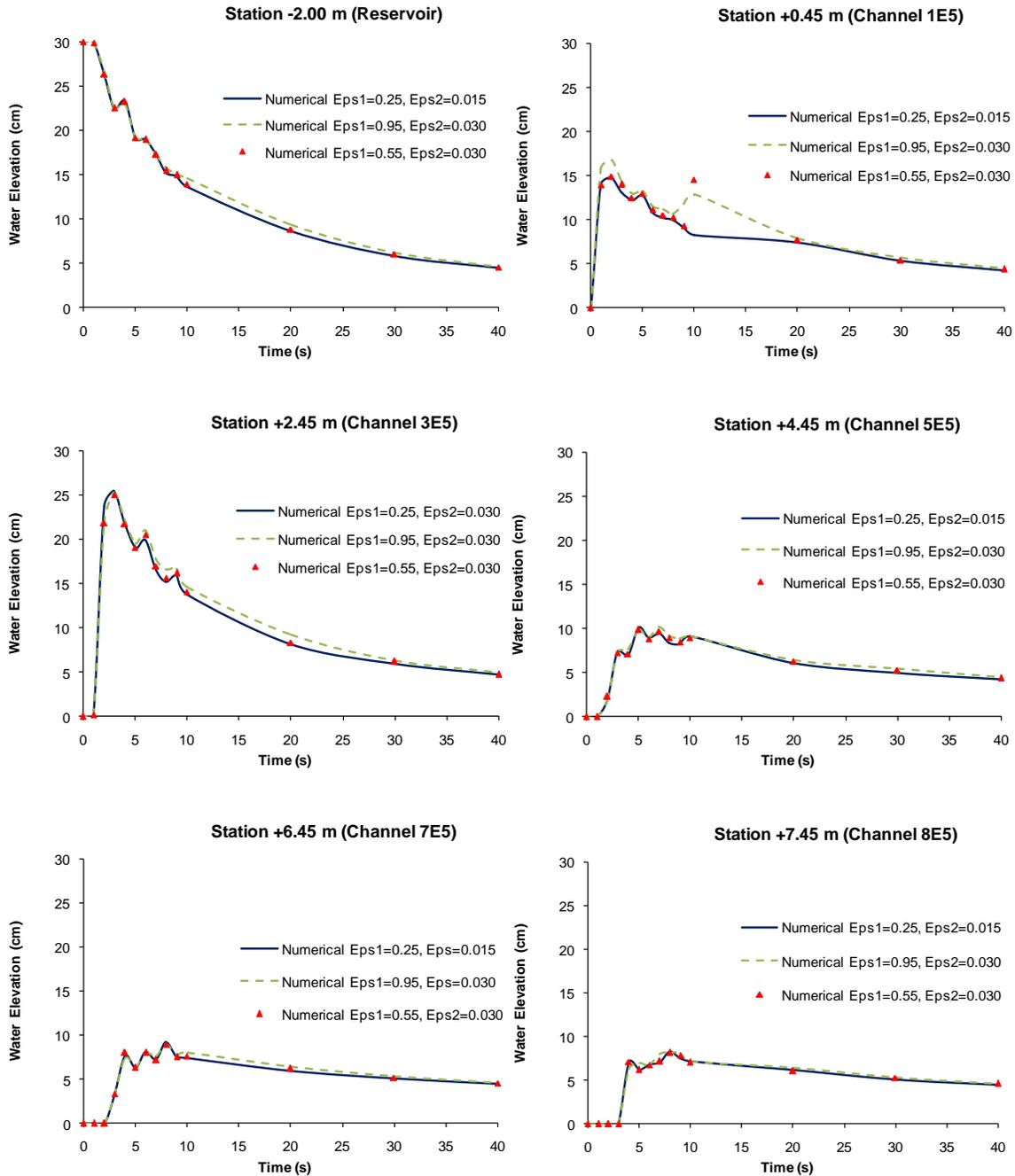


Figure 8: The Effect of Different Values of Laplacian (Eps1) and Biharmonic (Eps2) Coefficient for Time Evolution of Water Level for Configuration with 1 Building

2.4 Configuration with 5 Buildings

The 5 buildings are taken on the channel with the non-uniformly layout, while the initial condition is set same with the previous case. Numerical model shows that after 2 s, water crashes the 3 first buildings and the water depth at the upstream of them becomes about 25 cm and this result does not differ much with the previous case (configuration with 3 buildings). The significant difference is shown from the water depth at the downstream of 3 first building.

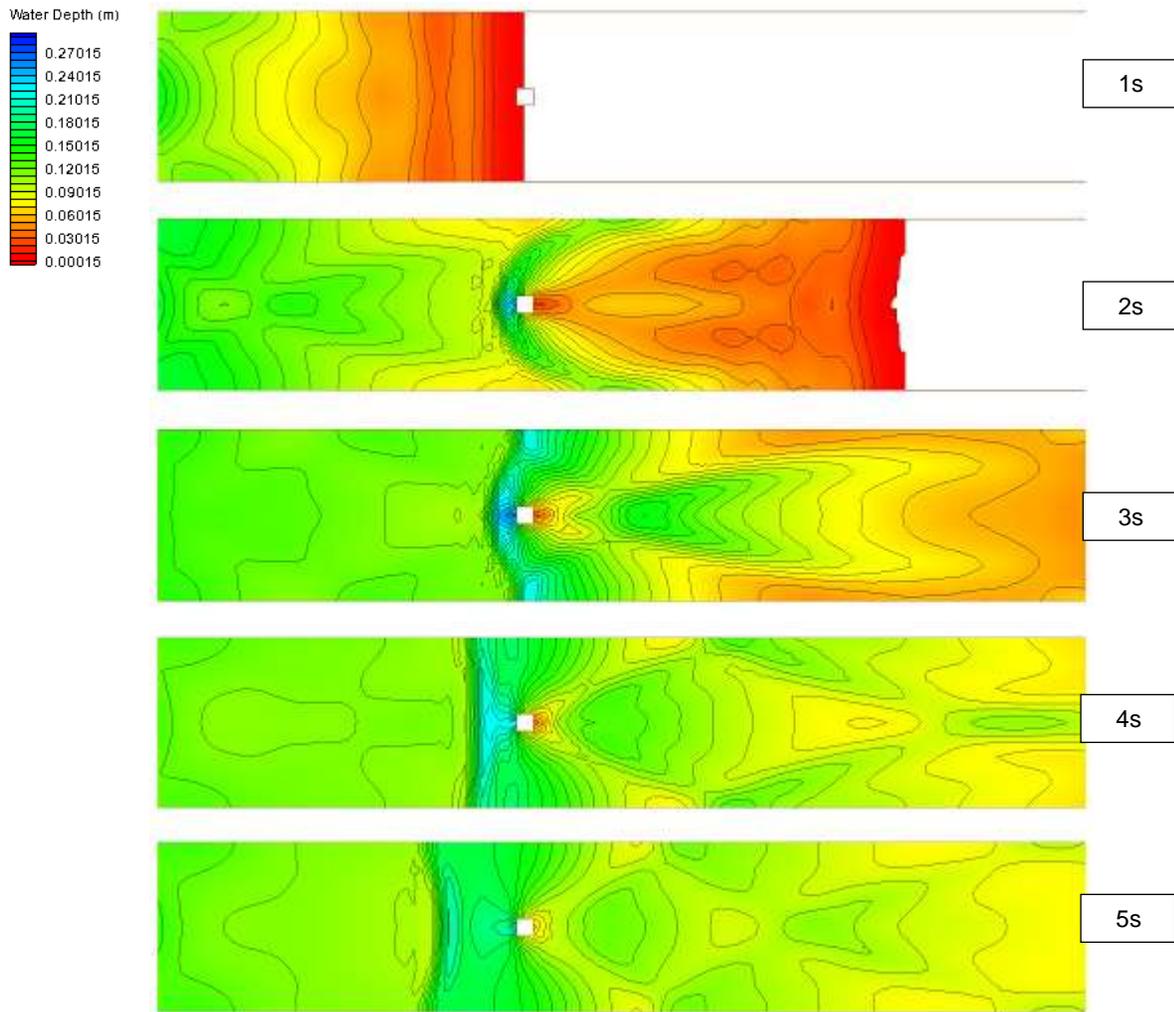


Figure 9: Numerical Results of Flood Propagation Near Building for Configuration with 1 Building

In this case, the water depth at 2 s is about 19 cm at downstream of the building 1 (3F7) and building 3 (3F3) and about 22 cm at downstream of building 2 (3F5). This is caused by the flow against building 4 (3H6) and building 5 (3H4). The water depth at the upstream of building 4 and 5 become approximately 25 cm, while 7 cm approximately at downstream of the building 4 and 5. The backwater effect in this case is almost same with the previous case that during 3 - 5 s the backwater affects the flow further towards upstream of the channel.

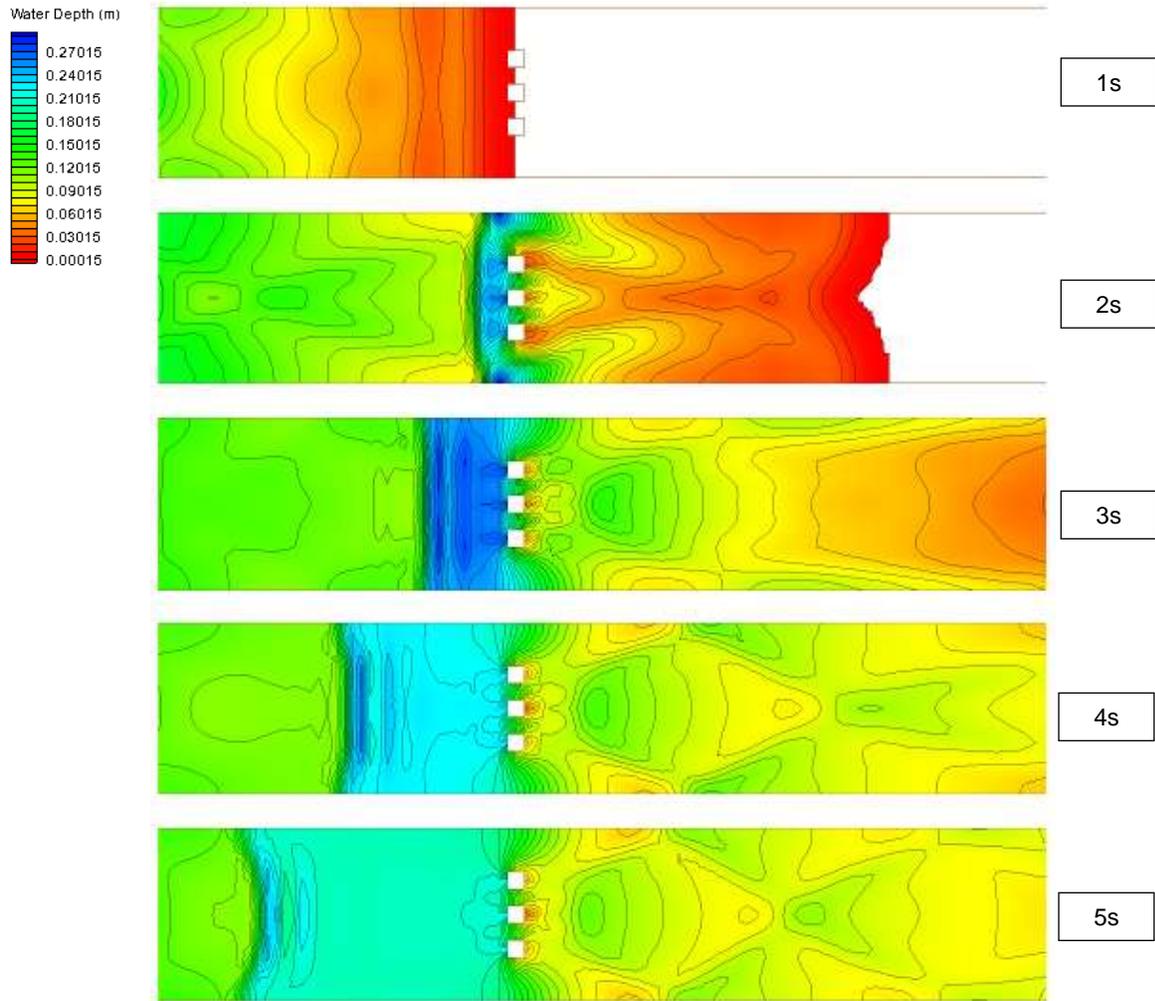


Figure 10: Numerical Results of Flood Propagation Near Building for Configuration with 3 Buildings

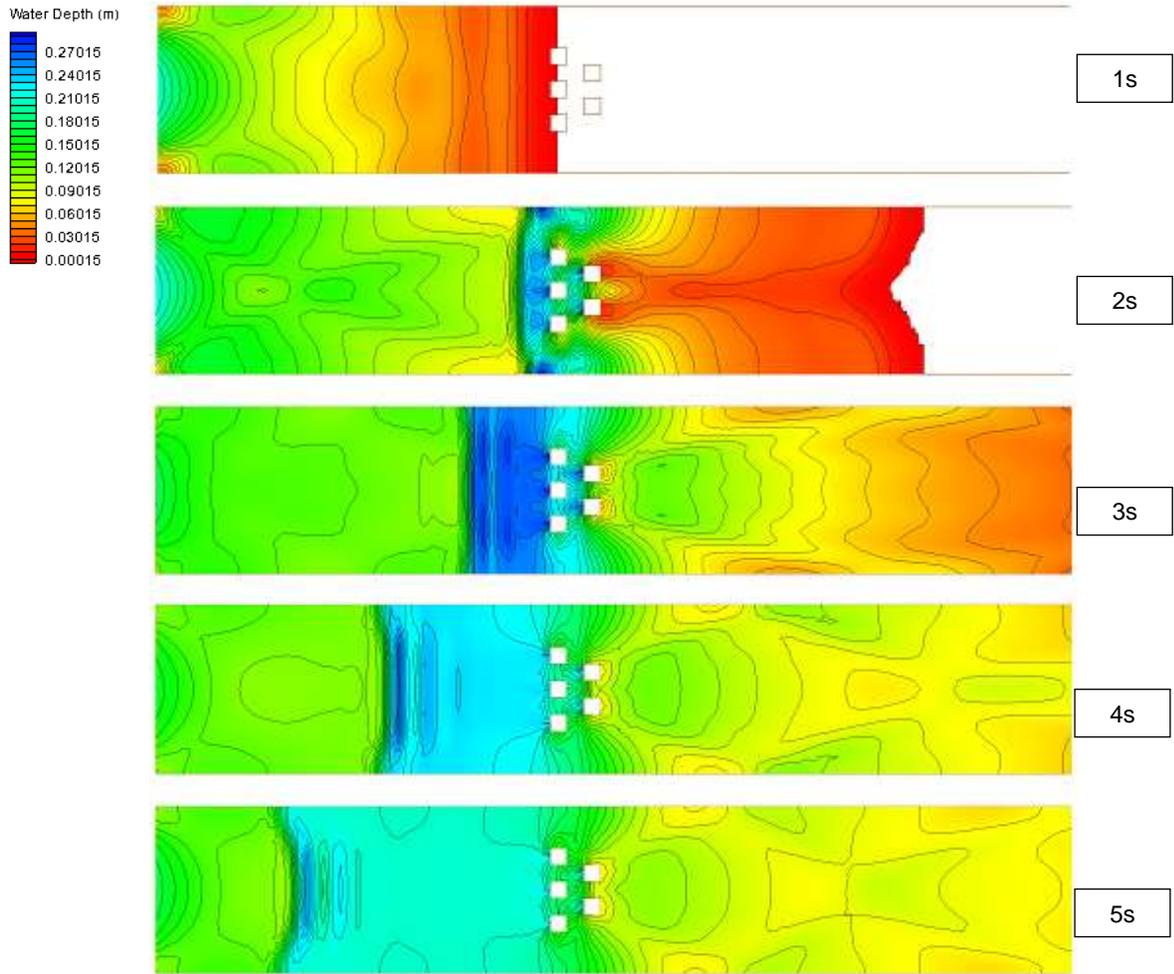


Figure 11: Numerical Results of Flood Propagation Near Building for Configuration with 5 Buildings

